



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA
IRREGULARIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA EN
EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

EDGAR PÉREZ ORTIZ

DIRECTOR DE TESIS: **DRA. CONSUELO GÓMEZ SOBERÓN**

MÉXICO, D. F.

MARZO DE 2014

Índice

Lista de figuras	iv
Lista de tablas	vi

Capítulo I. Introducción

1.1 La irregularidad de puentes.....	2
1.2 Objetivo general y particulares	3
1.3 Justificación	4
1.4 Organización de la tesis	4

Capítulo II. Antecedentes

2.1 Perspectiva histórica	5
2.2 Códigos, manuales actuales y procedimientos de inspección actuales	6
2.2.1 AASHTO	6
2.2.2 Caltrans	7
2.2.3 Análisis sísmico y manuales de diseño	9
2.2.4 ATC-32.....	10
2.2.5 Método de Seong Kim	13
2.2.6 Método SIPUMEX	15
2.3 Investigaciones recientes sobre la irregularidad de puentes	17
2.3.1 Índices de irregularidad elásticos	17
2.3.2 Índices de irregularidad inelásticos	20
2.3.3 Análisis de estructuras con geometría irregular	25

Capítulo III. Modelos de puentes

3.1 Tipos de puentes	30
3.2 Acelerogramas.....	33
3.3 Parámetros de irregularidad de la superestructura	35

Capítulo IV. Análisis elásticos

4.1 Metodología	42
4.2 Resultados de los análisis con variación de las longitudes de los claros	46
4.2.1 Modelos monolíticos	46
4.2.2 Modelos simplemente apoyados.....	48
4.2.3 Modelos continuos	49
4.3 Resultados de los análisis con variación de las curvaturas de los puentes	51
4.3.1 Modelos curvos monolíticos.....	51

4.3.2 Modelos curvos continuos.....	53	
4.4 Líneas de tendencia	54	
4.5 Parámetros puntuales	57	
 Capítulo V. Comentarios finales		
5.1 Comentarios finales.....	60	
5.2 Recomendaciones para los método de inspección enpuentes	63	
5.3 Futuras líneas de investigación.....	64	
 Anexo A		65
Referencias		67

Lista de figuras

Figura 2.1 Ductilidad de desplazamientos vs. Índice de regularidad.....	19
Figura 2.2 Procedimiento de cálculo para el FRI y el SRI	22
Figura 2.3 Esquema del método SM y definición del índice propuesto	23
Figura 2.4 Definición del índice propuesto por Isalovic	24
Figura 2.5 Puentes continuos.....	26
Figura 2.6 Demanda máxima de ductilidad para cada puente vs parámetro de regularidad	26
Figura 2.7 Esquema de los puentes estudiados por Isalovic et al.	27
Figura 2.8 Diferencia entre el método SM y el método MM en función del índice propuesto por Isalovic et al.	28
Figura 2.9 Diferencia entre los métodos N2 y IA en función del índice propuesto por Isalovic et al. para puentes tipo P	28
Figura 2.10 Diferencia entre los métodos N2 y IA en función del índice propuesto por Isalovic et al. para puentes tipo R.....	29
Figura 3.1 Puente monolítico	31
Figura 3.2 Puente simplemente apoyado	31
Figura 3.3 Puente continuo.....	32
Figura 3.4 Dimensiones de los puentes, la superestructura y las pilas, a) Puente con número de claros par; b) puentes.....	33
con número de claros non; c) sección transversal de la superestructura y de las pilas	33
Figura 3.5 Espectros de respuesta de una de las componentes horizontales de los registros utilizados	33
Figura 3.6 Modelos de puente tipo par con diferente relación de longitud claro central claro extremo	35
Figura 3.7 Modelos de puente tipo non con diferente relación de longitud claro central claro extremo	36
Figura 3.8 Modelos de puente tipo par con diferente curvatura	36
Figura 3.9 Modelos de puente tipo non con diferente curvatura	37
Figura 3.10. Sistema de carga en un puente simplemente apoyado.....	38
Figura 3.11 Núcleo central en la unión calzada-columna.....	39
Figura 3.12 Puente simplemente apoyado con carga a lo largo de su eje longitudinal.....	39
Figura 3.13 Geometría del modelo con curvatura de 30°	40
Figura 3.14 Geometría de un solo claro de 50 m.....	40
Figura 3.15 Gráfica de la función y'	41
Figura 4.1 Forma modal transversal del modelo regular tipo par.....	44
Figura 4.2 Forma modal transversal del modelo con irregularidad 1:2 tipo par	45

Figura 4.3 Comparación de desplazamientos normalizados de los modelos monolíticos 1:2 con diferente periodo.....	45
Figura 4.4 Variación de los desplazamientos en función del grado de irregularidad	46
Figura 4.5 Variación de las diferencias normalizadas en desplazamientos	47
Figura 4.6 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	47
Figura 4.7 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	48
Figura 4.8 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	49
Figura 4.9 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	49
Figura 4.10 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	50
Figura 4.11 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	50
Figura 4.12 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	52
Figura 4.13 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	52
Figura 4.14 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	53
Figura 4.15 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central	54
Figura 4.16 Distribución por cuartiles de los desplazamientos en el nodo central del modelo monolítico tipo par, con función cuadrática que relaciona los desplazamientos máximos y medios.....	55
Figura 4.17 Distribución por cuartiles de los desplazamientos en el nodo central del modelo monolítico tipo par con diferente curvatura, con función cuadrática y lineal que relaciona los desplazamientos máximos y medios respectivamente.....	57
Figura A.1 Distribución por cuartiles de fuerza cortante en la base de la pila central.....	65
Figura A.2 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central.....	66

Lista de tablas

Tabla 2.1 Características geométricas de acuerdo a las normas ASSHTO (2007)	7
Tabla 2.2 Evaluación de la sismicidad Caltrans (Gómez, 2002)	7
Tabla 2.3 Evaluación de la peligrosidad de Caltrans (Gómez, 2002)	8
Tabla 2.4 Evaluación de la vulnerabilidad de Caltrans (Gómez, 2002)	8
Tabla 2.5 Evaluación de la importancia de Caltrans (Gómez, 2002)	9
Tabla 2.6 Método de evaluación preliminar de Kim	14
Tabla 2.7 Grado de degradación con el método de Kim	15
Tabla 2.8 Calificaciones de acuerdo a la SCT	16
Tabla 2.9 Parámetros del método SIPUMEX modificado	16
Tabla 3.1 Registros sísmicos	34
Tabla 3.2 Propiedades geométricas de los modelos curvos tipo par	37
Tabla 3.3 Propiedades geométricas de los modelos curvos tipo non	37
Tabla 3.4 Propiedades del material de los modelos	38
Tabla 4.1 Modos de vibración para los puentes tipo par	43
Tabla 4.2 Modos de vibración para los puentes tipo non	43
Tabla 4.3 Modos de vibración para los puentes curvos tipo par	44
Tabla 4.4 Modos de vibración para los puentes curvos tipo non	44
Tabla 4.5 Funciones cuadráticas de desplazamientos máximos normalizados positivos	55
Tabla 4.6 Funciones cuadráticas de desplazamientos medios normalizados	56
Tabla 4.7 Funciones cuadráticas de desplazamientos máximos normalizados positivos	56
Tabla 4.8 Funciones cuadráticas de desplazamientos medios normalizados	56
Tabla 4.9 Media, desviación estándar y coeficientes de variación para los modelos tipo par	57
Tabla 4.10 Media, desviación estándar y coeficiente de correlación para los modelos tipo non	58
Tabla 4.11 Media, desviación estándar y coeficiente de correlación para los modelos con diferente curvatura tipo par	58
Tabla 4.12 Media, desviación estándar y coeficiente de correlación para los modelos con diferente curvatura tipo non	59
Tabla 5.1 Categorización propuesta para diferentes relaciones de claro central a claro extremo	63
Tabla 5.2 Categorización propuesta para los diferentes ángulos de curvatura	64

Capítulo I. Introducción

Tomando en cuenta que nuestro país se encuentra en vías de desarrollo, al inscribirse dentro del nuevo orden económico mundial, el gobierno, a través de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, busca satisfacer las demandas de más y mejores vías de comunicación. Estas vías de comunicación deben ser dinámicas, eficientes y confiables, ya que tienen como finalidad el cubrir las necesidades de una población en desarrollo proporcionando transporte de personas y bienes de consumo. Por estas razones, la modernización de vías de comunicación terrestres ha obligado a un acelerado avance en las técnicas de proyecto, construcción y mantenimiento de puentes, lo que se refleja en la necesidad de diseñar nuevos métodos de evaluación y valoración que permitan optimizar los recursos materiales, humanos y económicos.

Actualmente, existen varios procedimientos para la evaluación preliminar de la vulnerabilidad sísmica de puentes. En general, estos métodos se basan en la selección de parámetros que se consideran influyentes en el comportamiento de puentes, definen cuatro o cinco categorías de fragilidad de éstos y obtienen un índice de vulnerabilidad con diferentes formulaciones. Ejemplos de estos métodos son las propuestas de Kim, Pezeshk et al., Maldonado y Kawashima (Gómez Soberón y Barrera Bautista, 2010 y Kawashima y Unjoh, 1990). En todos estos métodos se considera la irregularidad de la subestructura por cambios en las longitudes de pilas adyacentes, aunque no en todos evalúan la importancia de la irregularidad de la superestructura. Sólo en algunos casos se considera este parámetro en función de la tipología o material empleado en la superestructura.

En nuestro país, el más ambicioso de los programas de inspección de puentes fue implantado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), firmado en 1992 con el Directorio Danés de Carreteras. Este programa lleva como nombre Sistema de Puentes de México (SIPUMEX). El método SIPUMEX es un sistema que permite contar con un inventario de la totalidad de los puentes de la Red Federal de Carreteras, en el que se incluyen las características, ubicación y estado físico. Ello permite efectuar una priorización de las necesidades de mantenimiento y rehabilitación buscando con esto, una optimización de los recursos aplicables, atendiendo al mismo tiempo a la seguridad de los usuarios (Pérez Arellano, 2007); sin embargo, este procedimiento no evalúa la vulnerabilidad sísmica o los fenómenos hidrológicos (Gómez-Soberón y Barrera Bautista, 2010). Además, la asignación de la valoración de vulnerabilidad del puente es en general basado en la opinión de expertos, por lo que se debe mejorar.

En el diseño sísmico de puentes también se aplican métodos de análisis simplificados que no siempre reflejan el comportamiento del sistema. En estos métodos de análisis se consideran clasificaciones

subjetivas y simplificadas de los puentes en forma de importancia e irregularidad estructural. Por ejemplo, el código AASTHO (2007) considera que un puente es irregular si la curvatura es mayor a 90° o para relaciones máximas entre longitudes de claros adyacentes o alturas de pilas en el mismo eje. En el reglamento de Caltrans, por su parte, la estructura es irregular si es curva, de varios niveles, de ancho variable, de masa no balanceada, con variación de rigidez o esviados (Escamilla *et al.*, 2011).

Para el análisis de estructuras de puentes se pueden usar varios métodos. Algunos de estos métodos son bien conocidos, y algunos de ellos se han desarrollado recientemente (por ejemplo el método N2, basado en el análisis *push-over* y los espectros inelásticos). Se ha comprendido que el método apropiado de análisis y el nivel de simplificación estructural dependen fuertemente de la regularidad del puente y de su importancia. En general, no pueden usarse los modelos simplificados unimodales de SDOF (Sistemas de un Grado de Libertad, por sus siglas in inglés) para el análisis de estructuras irregulares.

En cualquier caso, en los métodos de inspección preliminar la selección de los parámetros, sus categorías y sus valores de vulnerabilidad son elegidos de manera subjetiva y pueden generar algunas confusiones. Así, al aplicar distintos métodos de inspección a un grupo de puentes se esperarían clasificaciones subjetivas similares del posible daño, aunque como se demuestra en Gómez y Barrera (2010) esto no es así. Entonces, es necesario mejorar estos métodos considerando parámetros y categorías más próximas al comportamiento físico.

Por lo anterior, en este trabajo se ha realizado un estudio para analizar el comportamiento sísmico de puentes, con modelos que presentan diferentes grados de irregularidad en la superestructura, tanto en forma longitudinal como en curvatura. Con los resultados obtenidos se busca proporcionar recomendaciones para inspección y mantenimiento de puentes.

1.1 La irregularidad de puentes

En la actualidad el concepto de regularidad o irregularidad aún no está definido en forma única y sencilla en ningún reglamento de construcción. Los actuales códigos de diseño enfatizan en sus normas que las estructuras diseñadas deben ser capaces de disipar la energía que les induce un sismo mediante un comportamiento inelástico. Sin embargo, después de la ocurrencia de sismos de grandes intensidades, se observa que algunas estructuras no presentan un comportamiento congruente con el supuesto en el diseño, siendo los puentes, por sus características propias, uno de los tipos de estructuras más frecuentemente afectadas por sus características propias.

Los puentes aparentemente son estructuras simples, cuyo comportamiento ante una demanda sísmica intensa debería ser en general satisfactorio. Sin embargo, esto no siempre sucede, debido a que gran parte de los trabajos de investigación sobre el comportamiento sísmico de estructuras están orientados a los edificios, y muchas de estas hipótesis empleadas son utilizadas indiscriminadamente en el análisis y diseño sísmico de puentes, como son: utilizar métodos de diseño y evaluación sísmica desarrollados para edificios; utilizar reglas de combinación modal creadas para su aplicación en estructuras de edificios; utilizar modelos de daño inducido por sismo excesivamente simples, los cuales no simulan el comportamiento real del material y; fundamentalmente, aceptar que la mayoría de los métodos establecidos en los códigos estén fundamentados en la regla de iguales desplazamientos (Escamilla *et al.*, 2011).

En la actualidad la literatura especializada en la evaluación y diseño sísmico de puentes presenta diversas propuestas para la detección de la irregularidad, así como para la validación de metodologías existentes, mediante la aplicación de ecuaciones que estiman el grado de regularidad de la estructura, denominados índices de regularidad (Escamilla *et al.*, 2011). Los índices de irregularidad son expresiones simples que buscan reflejar, con la utilización de pocos parámetros, la complejidad del comportamiento de estructuras irregulares. Generalmente, los parámetros que se han utilizado en los métodos propuestos son las formas modales. Existen diversas formulaciones para índices de irregularidad y no siempre, con ellas se obtienen iguales resultados para una misma estructura.

En el presente trabajo se utiliza una metodología de análisis para establecer cómo se comportan los puentes de concreto reforzado con irregularidad en la superestructura, comparados con puentes regulares, y así establecer recomendaciones para métodos de análisis, inspección y mantenimiento.

1.2 Objetivo general y particulares

El objetivo general del trabajo es determinar la influencia de diferentes condiciones de irregularidad geométrica en la superestructura de puentes carreteros de concreto reforzado, sometidos a carga sísmica. Con esto se busca establecer la vulnerabilidad de cada condición de irregularidad, para realizar recomendaciones para métodos de inspección y mantenimiento.

Para alcanzar este objetivo se plantean los siguientes objetivos particulares:

1. Comprender las definiciones propuestas para clasificar a los puentes como regulares e irregulares. Comprender que implica que una estructura sea irregular.
2. Seleccionar los valores de curvatura o longitudes de claros que clasifican a un puente como irregulares en su superestructura.
3. Seleccionar los modelos de puentes a analizar por irregularidad de la superestructura.
4. Seleccionar los sismos característicos para aplicarlos a los modelos.
5. Realizar modelos de los puentes en el programa SAP2000®.
6. Analizar elásticamente puentes carreteros de concreto reforzado con diferentes grados de curvatura y longitud de claros en la superestructura ante excitación sísmica, para establecer cómo afectan las características dinámicas de los sistemas su respuesta elástica.
7. Comparar las respuestas elásticas de modelos regulares e irregulares para conocer el nivel de cambio por las condiciones de irregularidad.
8. A partir de los resultados obtenidos proponer recomendaciones para la inspección y mantenimiento de puentes en la Republica Mexicana.

1.3 Justificación

El concepto de regularidad aún no está definido de forma única y confiable en ningún reglamento de construcción, sin embargo algunos investigadores han orientado sus estudios a entender la influencia de lo que cada uno juzga por regularidad en el comportamiento sísmico de puentes (Escamilla *et al.*, 2011). En cuanto a la irregularidad de la superestructura, generalmente un puente se clasifica como tal si su ángulo de curvatura es mayor a 90° , pero no se hace referencia a que implicaría, por ejemplo, ángulos de 60° o de 91° . Además, en ninguno se considera la falta de uniformidad en las longitudes de los claros. También, en el pasado se han propuesto algunos índices de regularidad para tratar de medir las condiciones de irregularidad, sin embargo muchos están basados sólo en la irregularidad geométrica de las pilas y, para una misma estructura, no se obtienen valores similares de las diferentes propuestas de índices de irregularidad.

Al respecto, este trabajo tiene como finalidad profundizar en el comportamiento sísmico de puentes con irregularidad geométrica de la superestructura, principalmente analizando diferentes ángulos de curvatura y claros con variación en su longitud. Con esto se busca comprender mejor el comportamiento de puentes irregulares y establecer procedimientos sencillos y confiables para métodos de inspección y mantenimiento.

1.4 Organización de la tesis

La presente tesis está organizada en cinco capítulos, en el primero se presenta la introducción y la justificación, así como los antecedentes y los objetivos generales y particulares a alcanzar.

En el capítulo 2 se resumen los antecedentes de este trabajo, detallando algunos resultados que han obtenido diversos investigadores que analizaron el comportamiento de puentes irregulares. Por su parte, en el capítulo 3 se muestra el desarrollo de la metodología para alcanzar los objetivos, explicando los modelos de los puentes a utilizar. En el capítulo 4 se presentan los resultados obtenidos para puentes con variaciones en la longitud de un claro extremo y con varios grados de curvatura.

En el capítulo 5 se presentan las conclusiones obtenidas de la metodología desarrollada, así como, las propuestas y sugerencias a las metodologías ya existentes.

En el anexo A se muestran los resultados obtenidos de los elementos mecánicos para los puentes monolíticos tipo par, como parte complementaria de trabajo realizado.

Capítulo II. Antecedentes

2.1 Perspectiva histórica

El primer código de los Estados Unidos que consideraba específicamente el diseño de puentes para carretas fue publicado en 1931 por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras (AASHTO: American Association of Highway Officials), la que más tarde cambió su nombre a Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y Transportación (AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials). Ese código, y las ediciones subsecuentes anteriores a 1941, 1944 y 1949 mencionaban las cargas sísmicas, pero se limitaban a indicar que las estructuras debían ser diseñadas para esfuerzos sísmicos. Estos códigos no proporcionaban una guía o criterio sobre cómo había que determinar las fuerzas sísmicas, o aplicarlas a una estructura (Gómez Martínez, 2008).

El Departamento de Transportación de California (Caltrans; California Department of Transportation) fue la primera organización dentro de los Estados Unidos de Norteamérica en desarrollar criterios de diseño sísmico específicos para puentes. En 1940, Caltrans formuló sus primeros requisitos generales de un código para diseño de puentes, y en 1943 incluyó recomendaciones para niveles de fuerza específicos basados en el tipo de cimentación. En 1943 incluyó recomendaciones para niveles de fuerza específicos basados en el tipo de cimentación. En 1965, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC: Structural Engineers Association of California), adoptó disposiciones en las que los niveles de fuerza de los edificios variaban de acuerdo con el tipo de estructura. Después del terremoto de San Fernando en 1971, que colapsó varias estructuras de carreteras, se desarrolló un código específico para puentes y se introdujeron niveles más exigentes de fuerza sísmica. De mayor importancia fueron las investigaciones que se llevaron a cabo y que ayudaron a desarrollar un código con bases más científicas, incluyendo la atenuación del movimiento del terreno, los efectos del suelo y la respuesta dinámica de la estructura. Estos esfuerzos llevaron al desarrollo del llamado “Espectro ARS”, en donde las siglas A,R,S se refieren a: la aceleración máxima esperada en roca (A), la respuesta normalizada en la roca (R) y la relación de amplificación para el espectro del suelo (S), respectivamente (Gómez Martínez, 2008).

Un importante esfuerzo de investigación, encabezado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC: Applied Technology Council), y patrocinado por la Fundación Nacional para la ciencia dio como resultado en 1978, la publicación del ATC-3, Disposiciones Tentativas para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para edificios. En 1982, un estudio similar sobre puentes fue financiado por la Administración Federal de Carreteras y condujo a la publicación del ATC-6. Guías de Diseño Sísmico para Puentes de Carreteras. Estas guías fueron propuestas por un grupo de trabajo integrado por representantes de agencias federales y estatales,

ingenieros consultores, e investigadores. Las recomendaciones de ATC-6 representaban el estado del arte en especificaciones de ingeniería sísmica para puentes de carreteras.

Las recomendaciones de ATC-6 incluían el análisis mediante un espectro de respuesta elástica, con factores de ajuste (factores R) que permitían considerar la redundancia, ductilidad y resistencia total proporcionada por los varios sistemas estructurales. En esas guías, la diferencia principal respecto a la práctica previa fue: (1) un énfasis en los detalles de ductilidad para permitir deformaciones plásticas de manera segura, (2) un énfasis sobre la capacidad de supervivencia real de la estructura con un daño mínimo permitido, y (3) la especificación de requisitos de superficies de apoyo, sustancialmente más severas que la práctica de ese tiempo.

2.2 Códigos, manuales y procedimientos de inspección actuales

2.2.1 AASHTO

Las especificaciones para diseño de puentes de la AASHTO adoptaron las recomendaciones del ATC-6 esencialmente sin cambios, como una especificación guía en 1983, como una especificación estándar en 1991 y finalmente, como una parte de las “Especificaciones Estándar para Puentes de Carreteras” en 1992. Esas disposiciones se enfocaron en los siguientes conceptos básicos:

- Se minimiza el riesgo de pérdidas humanas.
- Los puentes pueden sufrir daño, pero deben tener una baja probabilidad de colapso, debido a los movimientos por sismos.
- Se debe mantener el funcionamiento de los puentes esenciales.
- Los movimientos de diseño del terreno deben tener una baja probabilidad de ser excedidos durante el tiempo de vida normal del puente (10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, o un periodo de recurrencia de 475 años).
- No se restringe la creatividad del diseñador.

Las normas AASHTO están basadas en un análisis empleando espectros de respuesta elástica. Los momentos calculados en las ubicaciones potenciales de las articulaciones plásticas, deben dividirse por los factores de modificación de la respuesta (factores R), para obtener los momentos de diseño. El resto de la estructura se diseñara para la menor fuerza que resulte de la respuesta elástica, o de las fuerzas que resulten de los momentos de articulación plástica y cargas gravitacionales, tomando en cuenta el posible sobrerresistencia de las articulaciones plásticas (Gómez Martínez, 2003).

A partir de 2004 es obligatorio en los Estados Unidos usar el código AASTHO 2004 (o 2007 con sistema de unidades internacionales, Roberts y Gates, 1991). En México no es obligatorio pero se está usando la versión actual. De acuerdo a las normas ASSTHO (2007) la mayor parte de los puentes es irregular. La clasificación empleada se basa fundamentalmente en la relación de las propiedades mecánicas (rigidez de pilas y masas) y geométricas (longitud de pilas y de claros), de un claro a otro. En la tabla 2.1 se muestran algunas de las

características que debe poseer un puente tipo viaducto para ser considerado como “irregular”, según lo establecido por estas normas.

Tabla 2.1 Características geométricas de acuerdo a las normas ASSHTO (2007)

Numero de claros		Relación entre rigideces K_i de pilas adyacentes	Relación entre longitudes, L_i de claros adyacentes	Estado del puente
Parámetro, K_i	Parámetro, L_i			
≤ 4	4	> 4	> 3	Irregular
5	3 y 4	> 3	> 2	Irregular
≥ 6	Más de 5	> 2	> 1.5	Irregular

2.2.2 Caltrans

El código del Departamento de Transportes de California de 1990 tiene disposiciones similares a las recomendaciones del ATC-6, aunque el espectro de respuesta elástica ARS está basado en un evento máximo creíble (10% de probabilidad de ser excedido en 250 años). Los espectros del código Caltrans son elásticos, y los momentos elásticos pueden ser reducidos por factores de reducción o factores Z (Gómez Martínez, 2008).

En este código se tiene un procedimiento para priorizar y definir futuros programas de rehabilitación de puentes. Este método combina actividad sísmica, peligrosidad, vulnerabilidad e importancia. Para cada uno de estos aspectos son marcados parámetros y categorías que indican la vulnerabilidad del puente. La actividad sísmica considera la presencia de fallas locales, en tanto que la peligrosidad estima las condiciones del suelo, la aceleración máxima del terreno y la duración de los sismos. Actividad y peligrosidad son caracterizadas con criterios predefinidos (mapas o valores representativos) para el ámbito nacional como se muestra en la tabla 2.2 y 2.3. Por su parte, el tipo general de estructura define la vulnerabilidad el puente, considerando los parámetros de análisis que se muestran en la tabla 2.4. Finalmente, la importancia se basa en razones económicas relacionadas con el volumen de tráfico y con el tipo de vía a la que pertenece el puente, como se muestra en la tabla 2.5. A partir de las tablas 2.2 a 2.4 se determinan los factores asociados a actividad, peligrosidad, importancia y vulnerabilidad, respectivamente. Con estos factores se define el índice de vulnerabilidad, expresada por la ecuación 2.1.

$$IV_{CAL} = \text{Actividad} \times \text{Peligrosidad} \times (0.6 \times \text{Importancia} + 0.4 \times \text{Vulnerabilidad}) \quad (2.1)$$

con el cual se marca la función de utilidad de cada puente estudiado (Gómez, 2002).

Tabla 2.2 Evaluación de la sismicidad Caltrans (Gómez, 2002)

Parámetro	Valor asignado
Baja	0.25
Moderada	0.50
Activa	0.75
Alta	1.00

Tabla 2.3 Evaluación de la peligrosidad de Caltrans (Gómez, 2002)

Parámetro	Categorías
Condición del suelo	0.33: zona de alto riesgo 0: otras
Aceleración máxima en roca	$0.38 \leq a_{max} \leq 0.7g$
Duración del sismo	$0.29 \leq 0.5$: duración corta $0.29 \leq 0.75$: duración intermedia $0.29 \leq 1.0$ larga duración
a_{max} =aceleración máxima del terreno	

Tabla 2.4 Evaluación de la vulnerabilidad de Caltrans (Gómez, 2002)

Parámetros	Categorías
Año de diseño (y construcción)	0.125: construido antes de 1945 0.25: construido entre 1946 y 1971 0.0625: construido entre 1972 y 1979 0.0: construido después de 1980
Articulaciones	0.0: sub articulaciones 0.0825: una articulación 0.165: dos o más articulaciones
Longitud de apoyo columnas, compartidas, etc.	0.22: si están presentes 0.0: otro caso
Redundancia de ejes de pilas	0.165: ejes simples de pilas 0.04125: pilas muro 0.0: sin pilas (vano único)
Distorsión	$0.0012 \times$ el ángulo de distorsión, en grados
Tipo de estribo	0.08: no monolítico 0.0: otro

Debido a que el índice de la ecuación 2.1 se emplea para priorizar la rehabilitación de puentes, no es extraño considerar una vulnerabilidad nula, por ejemplo, puentes construidos después de 1990, fecha de la última actualización del código de diseño sísmico en California. De la ecuación 2.1. Se observa que en este método la vulnerabilidad tiene menos peso que la importancia, donde prevalecen las consideraciones económicas (Gómez, 2002).

De las tablas anteriores se observa que parámetros como el ángulo de curvatura no se ven reflejados en el índice de vulnerabilidad del puente, así como la relación entre longitudes de pilas que conforman la subestructura. Además, de la tabla 2.5 se puede señalar que este reglamento no considera como parámetro de evaluación la irregularidad de la superestructura, ni la diferencia en cuanto a un puente simplemente apoyado o un puente continuo (Gómez, 2002).

2.2.3 Análisis sísmico y manuales de diseño

La FHWA (Administración Federal de Carreteras) ha publicado cinco manuales de diseño, los que se utilizan ampliamente como referencias autorizadas sobre el análisis y diseño sísmico. Estos manuales proporcionan a los diseñadores una fuerte práctica de información y sirven como comentarios de los códigos de diseño (Gómez Martínez, 2008). Los cinco manuales son:

- “Manual de Diseño y Refuerzo Sísmico para puentes de Carreteras”, FHWA-IP-87-6.
- “Guías par el Refuerzo Sísmico para Puentes de Carreteras” FSWA/RD-83/007.
- “Diseño Sísmico para Cimentaciones de Puentes de Carreteras”, (3 volúmenes): FHWA/RT-86/101, FHWA/RD-86-102 y FHWA/RD-86/103, Junio 1986.
- “Diseño Sísmico de Puentes de Carreteras, Libro de Trabajo para Participantes del Curso de Entrenamiento”, 1991, Imbsen & Associates.
- “Manual de Refuerzo Sísmico para Puentes de Carreteras”, FHWA/RD-94/052, Mayo 1995.

Tabla 2.5 Evaluación de la importancia de Caltrans (Gómez, 2002)

Parámetro	Categorías
Tráfico diario promedio (TDP) en el puente	2.8×10^6 (TDP)
	7×10^{12} (TDP) ²
Tráfico diario promedio (TDP) bajo el puente	1.2×10^6 (TDP)
	3×10^{12} (TDP) ²
Longitud de retorno (LR)	0.0014 LR
Aparcamientos o almacenes	0.07, 0: si están o no presentes
Residencias u oficinas	0.15, 0: si están o no presentes
Tipo de ruta en el puente	0.07: interestatal
	0.056: ruta estatal o nacional
	0.049: ruta de ferrocarril
	0.035: ruta federal o calle
	0.014: otros
Utilidad crítica	0.10, 0: si está o no presente
Cruce de instalación	0.07: interestatal
	0.056: ruta estatal o nacional
	0.049: ruta de ferrocarril
	0.035: ruta federal o calle
	0.014: otros

2.2.4 ATC-32

El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) ha publicado unos criterios mejorados para el diseño sísmico de puentes en California, incluyendo normas, criterios de desempeño, especificaciones y prácticas para el diseño sísmico de nuevas estructuras de puentes (Applied Technology Council, 1996). El proyecto, denominado ATC-32, utiliza resultados de investigaciones actuales y observaciones de sismos recientes, para identificar varias mejoras significativas en las actuales especificaciones de Diseño de Puentes de Caltrans (BDS).

El índice de vulnerabilidad propuesto por el ATC-32 se basa en la asignación de puntos, con valores comprendidos entre 0 y 10. En general, un valor nulo representa a una estructura poco vulnerable, un parámetro con cinco puntos tiene moderada vulnerabilidad y uno con 10 puntos tiene una mayor probabilidad de sufrir colapso. Conforme al ATC, la fragilidad de los puentes sólo se analiza a través del estudio del comportamiento de sus elementos primordiales; los cuales son: apoyos, pilas y cimentación y estribos. Entre estos, los apoyos parecen ser los elementos de repuesto más económicos, por lo que buena parte de la asignación de puntos de este procedimiento está determinada por el examen aislado de estos dispositivos. La caracterización de la vulnerabilidad de los elementos restantes es marcada por el valor del elemento más frágil, esto es, la vulnerabilidad se asigna conforme al elemento con mayor posibilidad de sufrir fallo por acción sísmica. Los procedimientos de definición de la vulnerabilidad sísmica en cada elemento particular de puentes son:

Apoyos. El análisis de la fragilidad de los apoyos se basa en la aplicación de tres puntos, los cuales son función del valor de referencia de la longitud mínima de soporte (proporcionada en los códigos sísmicos), de las características de continuidad de la estructura, de sus dimensiones y arreglo estructural y del tipo de apoyos utilizados. Entonces, el método paso a paso propuesto por el ATC para evaluar el comportamiento de apoyos considera:

- *Determinación de puentes con detalles no vulnerables.* Tales puentes pueden incluir: (1) estructuras continuas con estribos integrales; (2) estructuras continuas con inclinación menor a 20°, o inclinación mayor a 20° y menor al 40° y sistema del piso con relación longitud-ancho menor a 1.5; (3) sustento continuo de apoyos en estribos en la dirección transversal y puentes con más de tres vigas; y (4) la longitud de soporte es igual o mayor que un medio de la longitud de soporte mínima de referencia. Si estos detalles de apoyos son no vulnerables, al puente de estudio le son asociados 0 puntos de vulnerabilidad y los puntos restantes de este apartado deben ser omitidos.
- *Determinación del colapso o pérdida de acceso por movimiento transversal.* Cuando los cables de restricción transversales fallan, es posible el colapso de vigas en un puente si se presentan las condiciones siguientes: (1) las vigas individuales están soportadas en pedestales o pilas individuales, y (2) la viga exterior, en un puente de dos o tres vigas, está próxima al extremo de un soporte de apoyo continuo. En cualquiera de estos casos, se asigna un nivel de vulnerabilidad de 10. Cuando los apoyos son vulnerables a fallo por vuelco, pero no es posible el colapso de la estructura, el nivel de vulnerabilidad debe ser de 5.
- *Determinación del colapso o pérdida de accesibilidad por movimientos longitudinales excesivos.* Si la longitud de soporte longitudinal, medida en la dirección perpendicular al soporte, es menor que

uno, pero mayor que la mitad de la longitud de soporte mínima de referencia, el nivel de vulnerabilidad asignado es de 5.

- Cuando los apoyos de rolado son vulnerables a vuelco. En este caso, el nivel de vulnerabilidad es entonces modificado hasta alcanzar el valor de 10. Si la longitud de soporte longitudinal es menor a la mitad de la longitud de soporte requerida, se asigna una vulnerabilidad de 10.

Pilas y cimentación. El procedimiento de evaluación del comportamiento de estos elementos, paso a paso, se basa en el análisis de los cuatro puntos siguientes:

- Asignación de un nivel de vulnerabilidad nulo a pilas y cimientos para puentes en zonas con coeficientes de aceleración pequeños.
- Asignación de un nivel de vulnerabilidad nulo, cuando las placas de apoyo o los pernos de anclaje sean susceptibles a fallo, eliminando la transferencia de cargas a pilas o cimientos.
- Asignación de un nivel de vulnerabilidad nulo en pilas y cimientos si éstos tienen un porcentaje de acero transversal adecuado, mayor al mínimo requerido por códigos.
- Determinación del Nivel de Vulnerabilidad Base (NVB ; ecuación 2.2), el cual es un indicador de la vulnerabilidad de una pila con fallo cortante súbito. El NVB es función de la longitud efectiva de la pila, L_p (en pies), del porcentaje de acero de refuerzo principal, P_s ; del factor de pórtico (1 para ejes de pilas múltiples empotradas en un extremo; 2 para ejes de pilas múltiples empotradas en los dos extremos; 1.5 para ejes de pila única empotrada en el extremo superior y puente de vigas cajón; y 1.25 para eje de pila único empotradas en ambos extremos y viga de puente de sección transversal diferentes a la sección cajón), F_p ; y de la dimensión transversal máxima de la pila, b_{max} , en pies.

$$NVB = 13; 6^{\mu} \frac{L_p}{P_s F_p b_{max}} \quad (2.2)$$

El nivel de vulnerabilidad general de pilas, NVG , entre 0 y 10, se tomará como el valor resultante de la ecuación 2.3, menos los puntos considerados en las condiciones siguientes:

- a) Aceleración máxima del suelo $a_{max} < 0.4$; 3 puntos.
- b) Estructura recta. Inclinação $< 20^\circ$; 2 puntos.
- c) Estructuras continuas con estribos diafragma de rigidez similar, en el cual la relación longitud-ancho del sistema de piso es menor a cuatro; 1 punto.
- d) Refuerzo de grado 40, o menor, 1 punto.

El valor máximo que puede ser restado al NVB es de cuatro puntos, a menos que grandes valores de la variable NVG sean obtenidos en los puntos siguientes:

- a) A valores de NVG menores a 0 o mayores a 10 se deberán asignar valores de 0 y 10, respectivamente.
- b) Los siguientes valores de los NVG deben ser calculados para ejes de pila única soportados por pilotes no reforzados para levantamiento del elemento, o para cimentaciones restringidas

pobrementemente reforzadas. Este punto sólo se aplicará para valores de aceleración máxima del terreno $a_{max} > 40$.

$$\begin{array}{ll} 0.4 < a_{max} < 0.50 & NVG = 5 \\ a_{max} > 0.50 & NVG = 10 \end{array} \quad (2.3)$$

Estribos. El ATC propone marcar la diferencia en el comportamiento de los distintos tipos de estribos mediante el siguiente procedimiento:

- Excepto los casos inusuales, el nivel máximo de vulnerabilidad de estribos será de 5.
- Cuando los asentamientos de rellenos de estribos son mayores a 0.15 m, se asigna un nivel de vulnerabilidad de 5.
- Para puentes con estribos de retención de tierras, con inclinaciones mayores a 40° y donde la distancia entre apoyo de vigas y cimentación de pilas excede a los 3 m, se asigna un nivel de vulnerabilidad de 5 (Gómez, 2002).

Licuefacción. El proceso de cálculo propuesto por el ATC para obtener el nivel de vulnerabilidad por licuefacción se basa en los puntos siguientes:

- Asignación de la susceptibilidad por licuefacción de suelos. El ATC asocia una alta susceptibilidad por licuefacción a arenas flojas con saturación media como suelos de soporte lateral de pilas o soporte vertical de cimientos; o a suelos similares como rellenos de estribos.

Una moderada susceptibilidad a licuefacción es considerada para suelos similares cuyas propiedades medias pueden ser descritas a través de la densidad media. Por último, los suelos densos son considerados como de baja susceptibilidad a la licuefacción.

- Determinación del potencial de extensión de la licuefacción que produce daño donde existen suelos susceptibles. Para sitios donde $a_{max} > 0.4$ se deberá juzgar la posibilidad de daño considerable.
- En general, los puentes sujetos a daño severo por licuefacción tendrán un nivel de vulnerabilidad de 10. Este valor puede ser reducido a 5 para puentes de vano único con sesgo menor a 20° o alcantarillas rígidas de piso. Puentes sujetos a daño mayor por licuefacción tendrán un nivel de vulnerabilidad de 10. Este valor puede ser reducido a entre 5 y 9 para puentes de vano simple con sesgo menor a 40°, alcantarillas rígidas de piso o puentes de vanos múltiples con sesgo menor a 20°. Para la reducción del nivel de vulnerabilidad por licuefacción se considera la ocurrencia de las condiciones siguientes:

1. Pilas de hormigón armado continuas con la superestructura, con un NVG menor a 5 y alturas mayores a los 7.6 m.
2. Pilas de acero con alturas mayores a los 7.6 m.
3. Pilas discontinuas con la superestructura.

Los puentes sujetos a daño moderado por licuefacción tendrán un nivel de vulnerabilidad de 5. Este valor se deberá incrementar hasta 10 si el nivel de vulnerabilidad de los apoyos es mayor o igual a 5.

Por otra parte, el procedimiento del ATC-32 también considera la evaluación de la sismicidad local y la importancia de la estructura en su entorno. El primer aspecto, valorado entre 0 y 10 puntos, es obtenido de análisis sísmológicos de la zona de estudio. Para estimar el segundo aspecto, se organiza a los puentes de la zona de estudio en dos clases. La primera clase, valorada entre 6 y 10 puntos, incluye a todas las estructuras esenciales, las cuales cumplen los requisitos de ser sistemas primordiales en la actividad social o de seguridad y defensa. La segunda clase engloba a todos los puentes no considerados en la primera, con valores de fragilidad entre 0 y 5 puntos (Gómez, 2002).

El modelo del ATC estima la vulnerabilidad total de la estructura mediante la adición de los valores de cada una de las tres características principales, afectadas por un factor de peso. Dichos pesos, en porcentaje, pueden ser iguales para cada grupo de parámetros (33.3%), o diferentes en función de su significancia. Por ejemplo, si las estructuras a analizar están dentro de una región de similar sismicidad, el peso de esta característica es nulo y los pesos restantes son modificados para alcanzar el 100%. Si las dos características restantes son consideradas de igual importancia, los pesos serán del 50% para la vulnerabilidad de la estructura y 50% para su importancia. Así, el resultado final del modelo del ATC es el valor de un índice, entre 0 y 10, de la vulnerabilidad global de puentes.

De toda esta descripción de la metodología de evaluación de puentes de Caltrans, se desprende que consideran la irregularidad de la superestructura de puentes de manera indirecta, considerando por ejemplo, las relaciones entre las dimensiones de las vigas o la relación entre su forma y dimensiones con los elementos de la subestructura. Sin embargo, se observa que muchas de estas consideraciones son subjetivas.

Está claro, que se han realizado grandes esfuerzos por desarrollar códigos con el objetivo principal de prevenir el colapso de una estructura bajo el sismo de diseño. Sin embargo, aun existe incertidumbre en que métodos de análisis deben utilizarse ante las características geométricas de cada estructura, por lo que son necesarios mayores estudios.

2.2.5 Método de Seong Kim

El método propuesto por Seong Hoon Kim es un procedimiento estadístico de evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica para puentes. Este método evalúa doce parámetros para definir el índice de vulnerabilidad, uno de estos parámetros es el riesgo sísmico del lugar de ubicación del puente. Para cada uno de los parámetros de este método, Kim usa cuatro categorías de susceptibilidad sísmicas. En la tabla 2.6 se muestran estos parámetros, dependiendo de las categorías y la importancia seleccionada se asigna un peso a cada uno de ellos. Los pesos propuestos se definieron en forma subjetiva, en la función de la influencia del parámetro en la respuesta sísmica del puente y un proceso de calibración con un grupo de estructuras dañadas en un sitio específico. Para evaluar el parámetro “Articulaciones Internas”, el método de Kim define el número de articulaciones del puente de acuerdo a la ecuación 2.4.

$$N_{art} = N_{claros} - n_p - 1 \quad (2.4)$$

donde N_{claros} es el número de claros y n_p es el número de pilas. También para el mismo parámetro y el parámetro “longitud de apoyo”, en el caso donde la longitud de apoyo mínima es desconocida, el método de Kim propone usar la ecuación 2.5, donde N_d es la longitud de apoyo de referencia, L es la longitud de la superestructura entre las articulaciones interiores, L_p es el promedio alto de pilas entre las articulaciones interiores, PGA es la aceleración máxima del suelo en donde se ubica el puente, y S_p es la longitud de apoyo mínima. En la ecuación 2.5, las variables están en las pulgadas (Gómez Soberón y Barrera Bautista, 2010).

$$N_d = 8 + 0.02L + 0.08L_p \quad PGA \leq 0.19g$$

$$N_d = 12 + 0.03L + 0.12L_p \quad PGA \leq 0.19g \quad (2.5)$$

$$S_p = N_d \sqrt{PGA/0.19}$$

Tabla 2.6 Método de evaluación preliminar de Kim

Parámetro	Categoría	Peso (W)
Y ₁ Aceleración máxima del suelo	1: $a_{max} < 0.1g$; 2: $0.1g < a_{max} < 0.2g$; 3: $0.2g < a_{max} < 0.3g$; 4: $a_{max} > 0.3g$	0.141
Y ₂ Reglamento de diseño	1: 1981; 2: 1972-1980; 3: 1940-1971; 4: < 1940	0.456
Y ₃ Tipo de superestructura	1: en suspensión, colgante o de claro único; 2: arcos, vigas monolíticas o armaduras; 3: vigas continuas y armaduras; 4: vigas simplemente apoyadas y armaduras, claros múltiples	0.114
Y ₄ Forma de la superestructura	1: recto; 2: esviaje de 20 a 45° o curvatura entre 40 y 90°; 3: esviaje de 45 a 60° o curvatura entre 90 y 180°; 4: esviaje mayor a 60° o curvatura mayor a 180°	0.437
Y ₅ Articulaciones internas	1: ninguna; 2: sí, con retensores o longitud de apoyo mayor a 12"; 3: sí, con longitud de apoyo entre 6" y 12"; 4: sí, con longitud de apoyo menor a 6"	0.089
Y ₆ Tipo de pila	1: pilas de ejes múltiples o monolíticas; 2: pilas de ejes múltiples articuladas; 3: pilas monolíticas simples; 4: pilas simples articuladas	0.029
Y ₇ Tipo de cimentación	1: zapatas aisladas; 2: cimentación continua; 3: cimentación con pilotes; 4: ejes de pilas	0.024
Y ₈ Material de la subestructura	1: acero; 2: concreto dúctil; 3: concreto no dúctil; 4: madera o mampostería	0.034
Y ₉ Irregularidad estructural	1: ninguna; 2: altura de dos pilas \neq más de 1.25 veces; 3: altura de dos pilas adyacentes \neq más de 1.25 veces; 4: altura de dos pilas adyacentes \neq más de 1.5 veces	0.278
Y ₁₀ Condiciones de suelo	1, 2, 3 o 4 conforme a los tipos de suelo definidos en el reglamento	0.188
Y ₁₁ Potencial de licuación	1: $LSI^* < 5$; 2: $5 < LSI < 25$; 3: $25 < LSI < 100$; 4: $LSI > 100$	0.932
Y ₁₂ Longitud de apoyo	1: buena; 2: escasa; 3: pobre; 4: muy pobre	0.512

El parámetro "Forma de la superestructura" evalúa la irregularidad de esta según los ángulos de curvatura (Ψ_{cur}) y esviaje (α_s). Las variables se definen como se describe en ecuación 2.6, dónde el α_i y α_f son los valores de esviaje inicial y final del puente, y CR es la radio de la curvatura.

$$\alpha_s = \alpha_i - \alpha_f \quad (2.6)$$

$$\Psi_{cur} = L_p / CR$$

A partir de los parámetros de tabla 2.6, el método de Kim propone dos índice de vulnerabilidad formulados en la ecuación 2.7. Para estos índices, $C = -3.84$ es una constante definida por calibraciones estadísticas de informes de puentes dañados, además IV_{K1} e IV_{K2} son el índice lineal y no lineal de vulnerabilidad del método de Kim, Y_i y W_i son las categorías y pesos asignados al parámetro i , conforme los valores de la tabla 2.6. Los valores obtenidos del índice de vulnerabilidad son clasificados como la muestra en la tabla 2.7 (Gómez Soberón y Barrera Bautista, 2010).

$$IV_{K1} = \sum_{i=1}^{12} Y_i W_i + C$$

$$IV_{K2} = Y_i * \left(\sum_{i=1}^{12} Y_i W_i \right) \quad (2.7)$$

Tabla 2.7 Grado de degradación con el método de Kim

IV_{K1}	Daño	IV_{K2}	Grado de daño
0	Sin daño	<1.5	Daño menor
1	Daño menor	1.5<IV<2.5	Daño moderado
2	Daño moderado	>2.5	Daño mayor
3	Daño severo		
4	Colapso		

De esta forma, se puede observar que en este método la tipología más vulnerable la tienen los puentes tipo viga simplemente apoyada y los tipo armadura, además de los que tienen mayor curvatura o ángulo de esviaje. Es importante mencionar que este método no evalúa la irregularidad de la superestructura por cambio de rigidez de los elementos del tablero, mediante, por ejemplo, la variación de la longitud de los claros en el comportamiento sísmico de la estructura (Gómez Soberón y Barrera Bautista, 2010).

2.2.6 Método SIPUMEX

La evaluación de puentes en México está dirigida por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), en el sistema de peaje libre. Específicamente, esta evaluación se desarrolla por la Dirección General de Conservación de la Carretera (DGCC). La DGCC utiliza dos métodos de la evaluación, uno para los puentes y el otro para el sistema de carreteras (Gómez Soberón y Barrera Bautista, 2010). El método de evaluación SIPUMEX en las estructuras de puentes, está basado en dos técnicas, uno principal y simple, y otro secundario o especial. Uno de los últimos objetivos del procedimiento SIPUMEX es el análisis de los resultados de las dos técnicas utilizadas para diseñar, en la función de recursos disponibles y las estrategias de mantenimiento y rehabilitación de los elementos dañados. Aproximadamente cada dos años, el personal de la SCT realiza la evaluación de los parámetros estudiados. Después de la inspección, la información de cada estructura es actualizada para descubrir la degradación del puente antes de que se presente un daño parcial o un colapso total. En este caso, se intenta reducir la probabilidad de falla que podría tener en operación normal. Sin embargo, este método de evaluación no toma en cuenta parámetros tales como fenómenos hidrológicos o sísmicos de la región.

El primer paso del método aplicado por la SCT es una evaluación subjetiva de cada elemento del puente, basado en diferentes parámetros cualitativos. Con estas inspecciones visuales realizadas periódicamente, la SCT crea una base de datos de más de 6 800 puentes, con características geométricas, estructurales, la situación de la estructura, la condición física, así como la cantidad y tipo de tráfico real al que está sometido el puente. Usando la calificación de los parámetros considerados, un índice global entre cero y cinco se asignan a la estructura, como se describe en la tabla 2.8.

Para la evaluación son considerados aspectos tales como: tráfico diario promedio, el porcentaje de grietas, el aplastamiento del concreto, la corrosión del acero de refuerzo y la cantidad de oxidación, la pérdida de la verticalidad de los elementos de la subestructura, así como la capacidad hidráulica. Si se tomar en cuenta evaluaciones precisas como éstas quizá producirían estimaciones más confiables y tener clasificaciones mejores y así regular los programas de rehabilitación y de mantenimiento (Gómez Soberón y Barrera Bautista, 2010).

Tabla 2.8 Calificaciones de acuerdo a la SCT

Índice de Vulnerabilidad SCT (IV_{SCT})	Calificaciones Cualitativas
0	El puente es nuevo o recientemente reparado. Sin los problemas
1	Puente en buena condición. No requiera atención
2	Puente con problemas menores, período indefinido de atención
3	Daño importante, reparación necesaria en un período de 3 a 5 años
4	Daño importante, rehabilitación necesaria en un período de 1 a 2 años
5	Daño extremo o posible colapso total, rehabilitación inmediatamente

Tabla 2.9 Parámetros del método SIPUMEX modificado

Parámetro	Categoría	Peso (W)
Y_1 Año de construcción	1: >1993; 2: 1985-1993; 3: 1977-1985; 4: 1959-1977; 5: >1959	0.1154
Y_2 Irregularidad en subestructura	1: ninguna; 3: altura de pilas \neq 1.5 a 2 veces; 5: altura de pilas \neq 5 veces	0.1154
Y_3 Irregularidad en superestructura	1: esviaje: $<10^\circ$; 2: esviaje: $10^\circ \leq \alpha < 30^\circ$ 3: esviaje: $30^\circ \leq \alpha < 45^\circ$ 5: esviaje: $>50^\circ$	0.1154
Y_4 Cimentación	1: roca 3: arcilla 5: granular	0.0962
Y_5 Importancia del puente	1: camino tipo D 2: camino tipo C 3: camino tipo B 5: camino tipo A	0.1346
Y_6 Peligro sísmico	1: zona A 2: zona B 4: zona C 5: zona D	0.0192
Y_7 Articulaciones	1: número de claros <1 2: número de claros entre 2-3 3: número de claros entre 4-5 5: número de claros >5	0.0384
Y_8 Tipo de estribos	1: con muro de ala de concreto 2: con muro de concreto/mampostería 3: pila con cabezal de concreto 4: pilas con cabezal de mampostería 5: mampostería no monolítica o cimentadas sobre terraplén	0.0769
Y_9 Tipo de pilas	1: pilas solidas de concreto 2: con muro de concreto/mampostería 3: columna simple tipo martillo 4: columna simple 5: otras	0.0769
Y_{10} Tipo de apoyos	1: apoyo deslizante 2: apoyo de neopreno 4: apoyo de acero 5: placas de acero	0.0769
Y_{11} Tipo de superestructura	1: claro único 2: tableros monolíticos 3: tableros continuos 4: tableros simplemente apoyados 5: multi-claros	0.0769
Y_{12} Estado de conservación	1: mantenimiento <5 años 3: mantenimiento >5 años 5: sin mantenimiento	0.0577

Gómez y Barrera (2010), realizaron una modificación del método de SIPUMEX, para evaluar la vulnerabilidad de sísmica de los puentes carreteros de México, como se muestra en la tabla 2.9, los valores de fragilidad de las categorías se limitaron entre cero y cinco, conforme el formato del SIPUMEX. El índice de vulnerabilidad del método modificado se define por la ecuación 2.8.

$$IV_{MG} = \sum_{i=1}^{12} Y_i W_i \quad (2.8)$$

2.3 Investigaciones recientes sobre la irregularidad de puentes

Actualmente el concepto de regularidad no está definido de forma única y sencilla en ningún reglamento de construcción, sin embargo algunos investigadores han orientado sus estudios a entender la influencia de lo que cada uno entiende por regularidad en el comportamiento sísmico de puentes. Al respecto Isakovic y Fischinger (2010), han propuesto índices de regularidad para clasificar las estructuras y para ayudar al analista a decidir el tipo de método a utilizar para la evaluación o diseño sísmico de puentes, como se verá más adelante.

Aunque las definiciones de regularidad existentes varían ligeramente de código a código y que aun no se conocen todos los factores que intervienen para que una estructura de un puente presente problemas de regularidad, tanto los códigos como investigadores coinciden en que si un puente es irregular los resultados obtenidos en su evaluación o diseño sísmico tendrán discrepancias con el comportamiento registrado (Escamilla *et al.*, 2011).

2.3.1 Índices de irregularidad elásticos

Estos índices están fundamentados en la hipótesis que establece que un puente puede tener un comportamiento “irregular” aun cuando éste no haya incursionado en un rango inelástico. Los índices de regularidad elástico se calculan considerando sólo las propiedades elásticas de la estructura y se utilizan para clasificar los puentes básicamente como regulares o irregulares, así como para ayudar al analista a decidir si el método de análisis es aplicable (Escamilla *et al.*, 2011).

Calvin *et al.* (1993) proponen un índice de regularidad elástico, I_R (ecuación 2.11) con el objetivo de evaluar los métodos de diseño sísmico de puentes propuestos en el EC8-2, así como proporcionar al analista una herramienta para clasificar la estructura de forma rápida y sencilla como regular o irregular.

Usando la propiedad de ortogonalidad de eigenvectores, un índice se define como sigue:

$$EVO_i(B, D) = \{\phi_i^B\}[M]\{\phi_i^D\} \quad (2.9)$$

donde EVO representa la ortogonalidad del eigenvector. En la Ecuación 2.9, $\{\phi_i^B\}$ y $\{\phi_i^D\}$ representan el i -ésimo eigenvector normalizado correspondiente a la matriz de masas del puente entero y de la calzada exclusivamente. $[M]$ es la matriz de masa de la calzada. Sustituyendo para $\{\phi_i\}$, en ecuación 2.9 se tiene:

$$EVO_i(B, D) = \frac{\{\phi_i^B\}[M]\{\phi_i^D\}}{\sqrt{\phi_i^B[M]\phi_i^B} \sqrt{\phi_i^D[M]\phi_i^D}} \quad (2.10)$$

donde ϕ_i^B y ϕ_i^D son el i -ésimo eigenvector del puente entero y de la calzada exclusivamente. Un valor de 1 para este índice indica una similitud completa de los dos eigenvectores (modos idénticos) y un valor de 0 indica que no existe ninguna similitud. Una modificación se aplica ahora al índice para representar un número específico de modos n .

$$EVO_i(B, D) = I_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (EVO_i(B, D))^2}{n}} \quad (2.11)$$

$$I_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\phi_i^B}{\phi_i^B M \phi_i^B} [M] \frac{\phi_i^D}{\phi_i^D M \phi_i^D} \right)^2}{n}}$$

donde:

ϕ_i^B : Forma modal del puente.

ϕ_i^D : Forma modal de la calzada aislada.

n : Número de modos considerados en los análisis modales espectrales.

$[M]$: Matriz de masas del puente.

La ecuación anterior es el Índice de Regularidad de Puentes propuesto por el Calvi et al. en 1994, compara las formas del modo de la cubierta exclusivamente, con las formas modales de la estructura entera, incluso entre la cubierta y las pilas. La magnitud del índice, I_R varía en el intervalo de 0 a 1; un puente con un comportamiento regular presenta un I_R cercano a la unidad, mientras que un puente con un índice que tiende a cero tendrá un comportamiento irregular. Debe notarse que este índice se evalúa la irregularidad de la subestructura del puente y no toma en cuenta variaciones en la cubierta (Shahrokh et al, 2009).

Los resultados de la aplicación del índice de regularidad, I_R propuesto por Calvi et al. (1994) manifiestan que los enfoques de diseño del eurocódigo EC8-2 pueden llevar diseños con bajos niveles de seguridad para estructuras dúctiles, como se muestra en la figura 2.1. (Escamilla et al., 2011). En esta figura, están graficados los resultados del análisis de un conjunto de puentes que van desde regulares, es decir el parámetro I_R es próximo a la unidad, hasta irregulares, es decir el parámetro I_R es próximo a cero. En la figura se grafica el parámetro de regularidad contra la ductilidad en desplazamientos. De acuerdo a la figura, un puente con irregularidad próxima a cero presenta mayores desplazamientos, lo que indica que la incertidumbre en el diseño y análisis es mayor (Escamilla et al., 2011).

Isakovic y Fischinger (2000 y 2006) han llevado a cabo una amplia investigación sobre la influencia de la irregularidad en el comportamiento sísmico de puentes de concreto reforzado, tipo viaducto; encontrando que el grado de regularidad de un puente varía de acuerdo con parámetros tales como: la relación de la rigidez de la calzada y de las pilas, la sensibilidad torsional, el tipo de apoyos y la ubicación de las pilas más rígidas.

Isakovic y Fischinger (2000 y 2006) consideran que un puente es irregular si la respuesta arrojada con un método de análisis unimodal difiere a la obtenida con un método de análisis multimodal, en este trabajo se propone un índice de regularidad elástico, con el objetivo de validar el uso de los métodos de análisis unimodales, SM por sus siglas en ingles, para la evaluación sísmica de puentes. Este índice se basa en la comparación de las deformadas transversales normalizadas, obtenidas mediante análisis estáticos lineales

de dos diferentes patrones de carga lateral. Para el cálculo del índice de regularidad elástico, se utiliza la ecuación 2.12 (Escamilla y colaboradores, 2011).

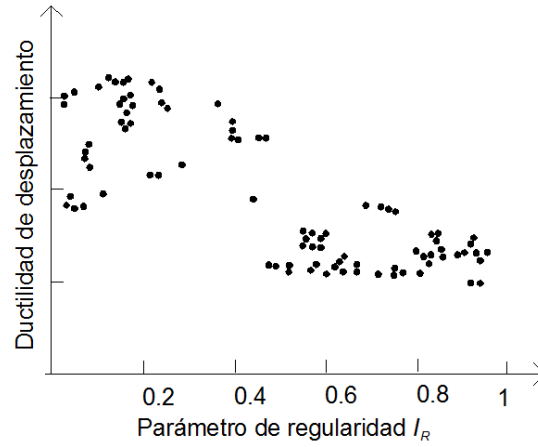


Figura 2.1 Ductilidad de desplazamientos vs. Índice de regularidad
Figura tomada de Escamilla et al 2011

$$index = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} |d_i^1 - d_i^2|}{\sum_{i=1}^{n-1} |d_i^2|} \quad (2.12)$$

donde:

d_i^1 : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido del primer análisis.

d_i^2 : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido del segundo análisis.

Para el cálculo de la primera deformada transversal del puente se utiliza un patrón de carga “uniforme”, f_1 que considera el 100% de la aceleración de la gravedad, g , y se define mediante la ecuación 2.13. La segunda deformada se genera mediante el uso de un patrón de carga lateral obtenida a partir de la deformada del análisis anterior, considerando un periodo fundamental de la estructura. El segundo patrón de carga lateral, f_2 , se define mediante la ecuación 2.14.

$$f_1 = m_i g \quad (2.13)$$

$$f_2 = \frac{4\pi^2 S_d(T)}{T^2} d_i^1 m_i \quad (2.14)$$

donde:

f_1 : Patrón de carga transversal utilizado en el primer análisis estático lineal.

f_2 : Patrón de carga transversal utilizado en el segundo análisis estático lineal.

T : Periodo fundamental de la estructura.

m_i : Masa en el punto i .

Otra alternativa para cuantificar que tan irregular es un puente son los índices de correlación, estos índices son utilizados para comparar dos conjuntos de formas modales y calibrar a los modelos numéricos, encontrando la correlación entre las mediciones y los datos modales experimentales. Por consiguiente, estos índices son dependientes en las propiedades dinámicas de los sistemas estructurales, incluyendo los eigenvectores (formas modales) y eigenvalores (frecuencias naturales). Considerado la importancia de los modos más altos en la respuesta de puentes irregulares, algunos del criterio e índices usados para la identificación de la regularidad de puentes se describen a continuación (Shahrokh *et al*, 2009).

La medida más popular de correlación utilizada para comparar dos juegos de formas modales es el Criterio de Convicción Modal, MAC (Ewins 2000), expresada en la ecuación 2.15.

$$MAC_i(A, B) = \frac{|\{\phi_i^B\}^T \{\phi_i^D\}|^2}{(\{\phi_i^B\}^T \{\phi_i^B\})(\{\phi_i^D\}^T \{\phi_i^D\})} \quad (2.15)$$

En la ecuación anterior ϕ_i^B y ϕ_i^D son los *i-ésimos* eigenvectores asociados con un sistema de vibración extraído por dos métodos diferentes. Este índice proporciona una medida de la desviación cuadrada más pequeña de los puntos de correlación de línea recta. El índice MAC es un valor del escalar que indica el grado de correlación entre dos formas del modo. Un valor de 1 indica una correlación perfecta y un valor de 0 muestra que ninguna correlación existe. Un valor de 1 demuestra que el *i-ésimo* modo del modelo irregular propuesto es idéntico al *i-ésimo* modo del modelo regular. Por otro lado, el valor de 0 corresponde a una completa irregularidad. Por lo tanto, pueden emplearse los valores entre 0 y 1 para indicar los grados de regularidad (Shahrokh *et al*, 2009).

Otro criterio adecuado para la definición de un parámetro de la regularidad y la determinación de los efectos de los modos superiores en la respuesta estructural es la relación de participación modal de masa (Modal Participation Mass Ratio, MPMR). Varios códigos requieren que al menos 90% de la participación de la masa debe ser incluida en el cálculo de la respuesta para cada dirección principal. El requisito de que participe el 90% de la masa y el número de modos requeridos para lograr esto, se considera que son los principales criterios que se pueden utilizar para la comparación de las respuestas de los puentes regulares e irregulares.

Las relaciones de MPMR cercanas a 1 ocurren cuando casi todos los modos de participantes se tienen en cuenta. Es evidente que la regla de participación del 90% se utiliza para estimar la precisión de una solución para el movimiento de la base únicamente (Shahrokh *et al*, 2009).

2.3.2 Índices de irregularidad inelásticos

Estos índices están basados en la hipótesis de que una estructura que se mantiene en un intervalo elástico no puede presentar un comportamiento irregular, es decir, para que una estructura tenga un comportamiento irregular debe de ingresar a un intervalo inelástico.

Los índices de regularidad inelásticos consideran el daño acumulado en la estructura y se calculan utilizando métodos de análisis no lineal simplificados. Sin embargo, actualmente ninguna definición de índice de regularidad considera el cambio de formas modales y orden de participación de los modos, al pasar de un estado de daño a otro. Los índices de regularidad inelásticos más representativos están basados en una

simple comparación de las configuraciones deformadas transversales normalizadas, considerando diferentes niveles de carga lateral (Escamilla y colaboradores, 2011).

Maalek *et al.* (2008) considera a una estructura como irregular si la respuesta esta influenciada de forma significativa por los modos superiores, en su trabajo, proponen dos índices de regularidad inelásticos, *FRI* y *SRI*, ambos basados en la comparación de deformadas transversales obtenidas con diferentes patrones de carga lateral. Para el cálculo de estos índices, se usan análisis de empuje lateral incremental basados en fuerzas. El índice *FRI* se basa en la suposición que establece que el grado de regularidad de un puente tipo viaducto depende de la divergencia que pueda existir entre la deformada del puente y una deformada totalmente regular, para su cálculo se compara la deformada normalizada del puente en estudio con una deformada totalmente regular, producto del análisis de empuje lateral de la calzada del puente, el procedimiento para calcular este índice se muestra esquemáticamente en la figura 2.2. Para el cálculo del índice *FRI* se utiliza la ecuación 2.16 (Escamilla y colaboradores, 2011).

$$FRI = \frac{|S^A - S^B|}{|S^A|} \quad (2.16)$$

donde:

S^A : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental de solo la calzada.

S^B : Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental del puente.

El índice *SRI* se define de la misma forma que el *FRI*, sin embargo para el cálculo del *SRI* se utiliza el puente completo para generar ambas deformadas. Para el primer análisis de empuje lateral incremental se utiliza un patrón de carga basado en el modo fundamental y para el cálculo de la segunda deformada se utiliza un patrón de carga obtenido de un análisis modal espectral completo, utilizando una regla de combinación modal (figura 2.2). Para definir el *SRI* se utiliza la ecuación 2.17.

Los índices, *FRI* y *SRI* se definen en un intervalo de 0 a 1, esto es, para puentes con un comportamiento sísmico irregular el índice de regularidad tiende a la unidad, mientras que para un puente con comportamiento regular el índice tiende a cero.

$$SRI = \frac{|S^{B(SM)} - S^{B(MM)}|}{|S^{B(SM)}|} \quad (2.17)$$

donde:

$S^{B(SM)}$: Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental unimodal.

$S^{B(MM)}$: Área bajo la deformada transversal normalizada obtenida de un análisis de empuje lateral incremental multimodal.

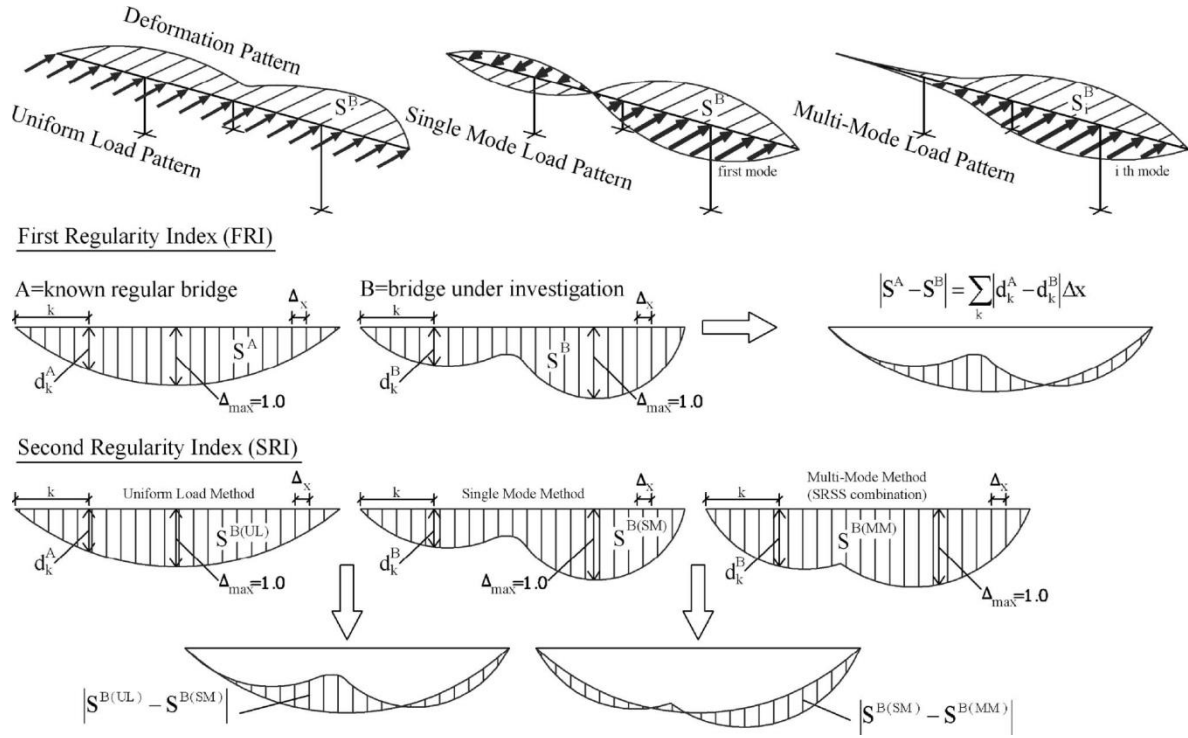


Figura 2.2 Procedimiento de cálculo para el FRI y el SRI

Figura tomada de Shahrokh et al, 2009

Isakovic y Fischinger, proponen un índice inelástico, “*index*”, con el objetivo de validar el uso del método estático no lineal N2 para la evaluación sísmica de puentes. Este índice, “*index*”, se define de forma similar que el correspondiente elástico, propuesto por los mismos autores. Sin embargo, para definir el índice de regularidad inelástico se utilizan análisis estáticos no lineales para el cálculo de las deformadas transversales, la primera deformada se genera utilizando un patrón de carga obtenido mediante el método N2, el segundo patrón de carga se define a partir de la deformada del análisis anterior. El índice inelástico, “*index*” se define mediante la ecuación 2.18 (Escamilla y colaboradores, 2011).

$$index = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_i^{N2}| - |\phi_i^1|}{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_i^{N2}|} \quad (2.18)$$

donde:

ϕ_i^{N2} : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido mediante el método N2.

ϕ_i^1 : Desplazamiento transversal normalizado del punto i obtenido del segundo análisis empuje lateral incremental.

Los índices de regularidad propuestos por Isakovic y Fischinger, se definen de 0 a 1, para puentes con un comportamiento sísmico regular el índice de regularidad tiende a cero y para puentes irregulares el índice tiende a la unidad.

Previamente se ha mencionado que los métodos de análisis de estructuras de puentes dependen de que tan irregular sea la estructura. En años recientes se han realizado muchos esfuerzos de la investigación al

problema de regularidad en puente. Un trabajo excelente en este campo se ha llevado a cabo por Calvi [Calvi 1994, Calvi 1997], quién introdujo un índice de regularidad con el objetivo de hacer posible predecir si o no un puente responderá según un análisis realizado. Para los objetivos que fue desarrollado este índice es una herramienta muy conveniente. Sin embargo, debido a que está basado en los resultados de un análisis modal, no puede usarse para evaluar si un método simplificado elástico es aplicable al diseño de puentes. Como también no puede utilizarse en el caso de puentes con rodillos en sus estribos que permiten el movimiento libre en la dirección longitudinal. Para este caso no es posible definir las formas modales de la cubierta exclusivamente. Por consiguiente, un índice de regularidad adicional es necesario para conocer la regularidad estructural.

Recientemente, se ha utilizado un nuevo **método simplificado inelástico** (método N2) que está basado en el análisis *push-over*. Se ha observado que este método pudiera usarse sólo para el análisis de estructuras regulares, por lo tanto un índice de regularidad es necesario para definir el rango de pertinencia de este método.

Un estudio realizado por Tathana Isalovic y Matej Fischinger en 2000 propone dos índices de regularidad para conocer bajo que características del puente el método N2 o el **método elástico SM** (método de un modo espectral) es aplicable.

En general, la definición tanto del índice para definir el rango de aplicabilidad del método SM como el índice para definir la aplicabilidad del método N2 es similar, aunque están basados en los resultados obtenidos por métodos de análisis deferentes. En ambos casos se comparan las formas de desplazamiento obtenidas con dos iteraciones del método de análisis como a continuación se muestra.

Índice para definir el rango de aplicabilidad del método SM. Este índice está basado en la comparación de las formas de desplazamientos obtenida dentro de la primera y segunda iteración del método de SM. El procedimiento se presenta esquemáticamente en la figura 2.3. Los desplazamientos obtenidos dentro de la primera iteración fueron obtenidos con una aceleración de $1.0g$. Por consiguiente, los desplazamientos fueron normalizaron considerado la aceleración $S_d(T)$ en el espectro de diseño correspondiente para estimar el período de la estructura T (los desplazamientos fueron multiplicados por la relación $S_d(T)/g$).

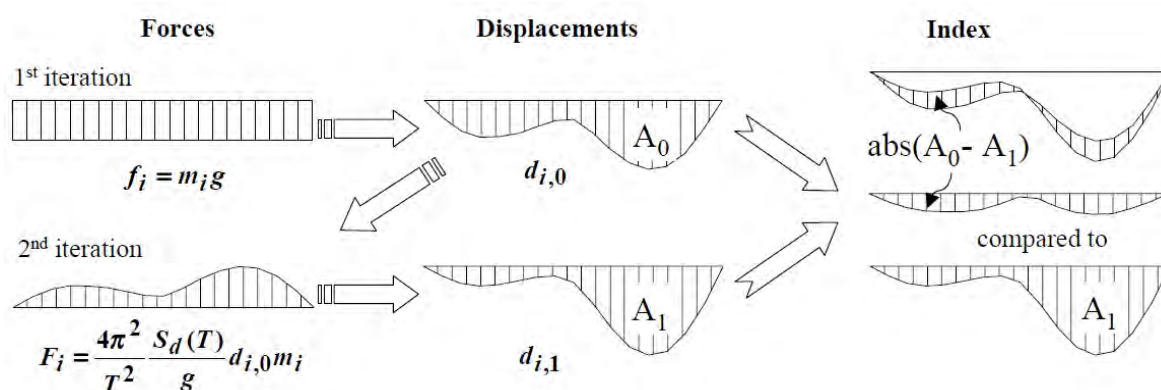


Figura 2.3 Esquema del método SM y definición del índice propuesto

Figura tomada de Tathana Isalovic et al. 2000

El índice es calculado como la diferencia relativa entre las áreas limitadas por las líneas del desplazamiento de la iteración 1 y 2 (vea figura 2.3) del método de SM. Cuando los desplazamientos están calculados en los nodos equidistantes, el índice puede expresarse como:

- a) Puentes P (puentes restringidos al movimiento en los estribos).

$$index = \frac{|A_0 - A_1|}{|A_1|} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} |d_{i,0} - d_{i,1}|}{\sum_{i=1}^{n-1} |d_{i,1}|} * 100 \quad [\%] \quad (2.19)$$

- b) Puentes R (puentes no restringidos al movimiento en los estribos).

$$index = \frac{|A_0 - A_1|}{|A_1|} = \frac{\frac{1}{2} |d_{0,0} - d_{0,1}| + \sum_{i=1}^{n-1} |d_{i,0} - d_{i,1}| + \frac{1}{2} |d_{n,0} - d_{n,1}|}{\frac{1}{2} |d_{0,1}| + \sum_{i=1}^{n-1} |d_{i,1}| + \frac{1}{2} |d_{n,1}|} * 100 \quad [\%] \quad (2.20)$$

Los parámetros en las fórmulas 2.19 y 2.20 están definidos en las figuras 2.4 y 2.5. El índice se expresa en porcentaje.

Índice para definir el rango de aplicabilidad del método N2. Este índice está determinado de manera similar a como se analizó para el método SM, como se muestra en la figura 2.4 en esta se compararon dos formas del desplazamiento; el primero fue determinado con el método N2 y para obtener la segunda forma de desplazamiento, se repitió el análisis con el método *push-over* del modelo MDOF con la nueva distribución de la carga lateral, el desplazamiento máximo fue determinado con el método N2 (figura 2.5). La nueva distribución de carga lateral está basada en la forma del desplazamiento obtenida con el método de N2. En ambos casos los desplazamientos fueron normalizados al desplazamiento máximo de la superestructura. El índice propuesto fue calculado como la diferencia relativa de áreas limitada por las formas del desplazamiento descritas. Es importante notar que se tomaron valores absolutos de desplazamientos (Isalovic *et al.* 2000).

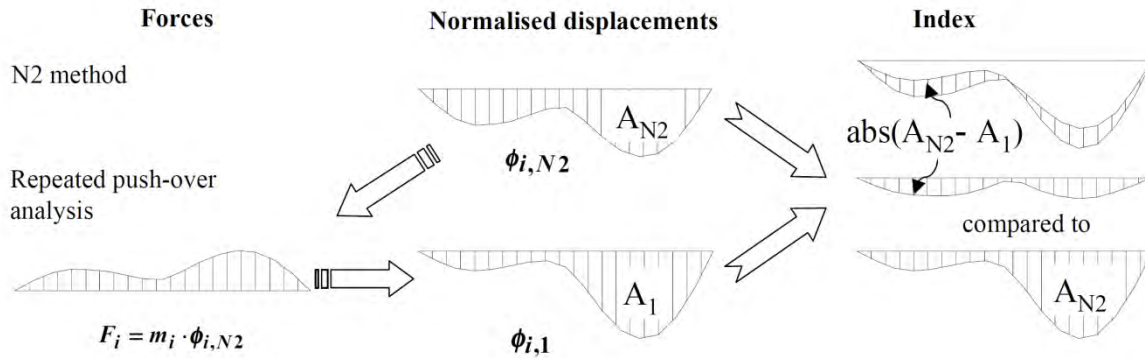


Figura 2.4 Definición del índice propuesto por Isalovic
Figura tomada de Tathana Isalovic et al. 2000

Las aéreas son calculadas de forma similar como en el caso del índice para el método SM. Cuando los desplazamientos son calculado en nodos equidistantes el índice puede ser expresado como:

- a) P viaductos (puentes restringidos al movimiento en los estribos).

$$index = \frac{|A_{N2} - A_1|}{|A_{N2}|} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} ||\phi_{i,N2}| - |\phi_{i,1}||}{\sum_{i=1}^{n-1} |\phi_{i,N2}|} * 100 \quad [\%] \quad (2.21)$$

- b) R viaductos (puentes no restringidos al movimiento en los estribos).

$$index = \frac{|A_{N2} - A_1|}{|A_{N2}|} \quad (2.22)$$

$$index = \frac{\frac{1}{2} ||\phi_{0,N2}| - |\phi_{0,1}|| + \sum_{i=1}^{n-1} ||\phi_{i,N2}| - |\phi_{i,1}|| + \frac{1}{2} ||\phi_{n,N2}| - |\phi_{n,1}||}{\frac{1}{2} |\phi_{0,N2}| + \sum_{i=1}^{n-1} |\phi_{i,N2}| + \frac{1}{2} |\phi_{n,N2}|} * 100 \quad [\%]$$

Los parámetros de las fórmulas 2.21 y 2.22 están definidos en la figura 2.4. El índice propuesto esta expresado en porcentaje.

2.3.3 Análisis de estructuras con geometría irregular

Un estudio realizado por Delgado, Costa y Delgado (2001), expone que la presencia de pilas de diferente longitud en puentes de concreto puede afectar su respuesta sísmica, provocando un comportamiento no satisfactorio y reduciendo las condiciones de seguridad. El propósito principal de esta investigación fue analizar el comportamiento sísmico y la vulnerabilidad de diferentes tipos de puentes diseñados de acuerdo al EC8.

Para este estudio se sometieron a cinco estructuras con diferentes longitudes de pilas (figura 2.5) a un acelerograma artificial compatible con el espectro de respuesta del EC8. Los cinco puentes están etiquetados según la relación de largos que hay en la longitud de sus pilas.

También del trabajo de Delgado y colaboradores de 2001, en la figura 2.6 se muestra la relación que obtuvieron los autores entre la regularidad del puente obtenida con la ecuación 2.11, y la probabilidad de colapso de la pila más vulnerable para cada puente, asumiendo una media de ductilidad de 6 y un coeficiente de variación de 0.15 para cada función de distribución.

De todos estos resultados, es posible concluir que las pilas más cortas y localizadas en el centro del puente presentan las demandas de ductilidad más grandes, y son por consecuencia, las pilas que controlan la seguridad del puente.

En nuestro país, el estudio de Salas y Gómez (2010) analiza la influencia de los parámetros de irregularidad de la subestructura. En este trabajo se considera la irregularidad en la variación de la longitud de pilas en un sistema regular, tomado de la literatura (Priestley *et al.*, 1996). Este puente es un sistema de concreto reforzado de 50 m de claros constantes, simétricos y con dos estribos, inicialmente con tres pilas de 14 m. Se generaron variaciones irregulares de este puente variando la longitud de una pila central de dos formas: a)

incrementando la longitud de la pila central en 25%, 50% y 75% y b) disminuyendo la longitud de éstas en los mismos porcentajes; similares variaciones se consideraron en la variación de las pilas externas.

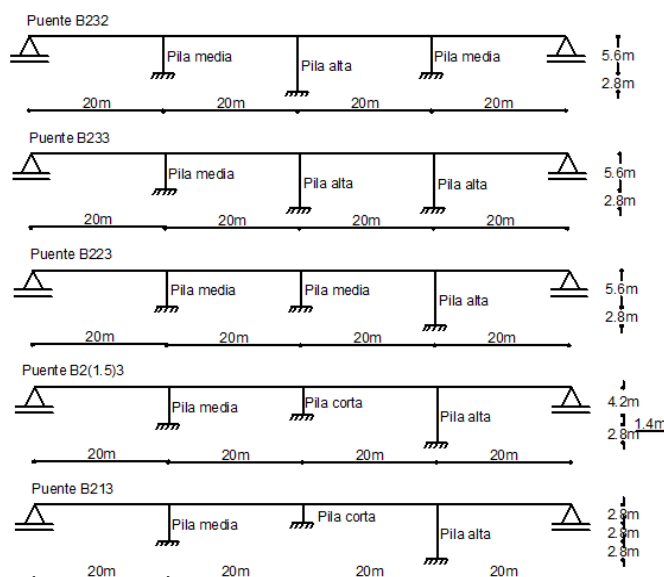


Figura 2.5 Puentes continuos
Figura tomada de Delgado et al. (2001)

Con la herramienta de cómputo SAP2000® v11 se realizó un análisis dinámico elástico y cada modelo fue sometido a una base de datos de 53 acelerogramas con intensidad mayor a 6° registrados en la zona del Pacífico Mexicano. Con este análisis se obtuvo la máxima demanda de desplazamiento y elementos mecánicos de cada modelo. De entre los resultados obtenidos, se concluye que un puente es más vulnerable a la acción de sismos cuando la diferencia en altura de sus pilas es importante. Así mismo, incrementando la longitud de las pilas se produce mayor dispersión que disminuyéndola. Además, se mostró que los cambios en los desplazamientos no son lineales con la variación en la longitud de las pilas, ya que se definió que se aproximan a una función cuadrática. Esto hace posible decir que un puente con variación en la altura de la pila central es más vulnerable que si se varía la longitud de la pila de alguno de los extremos.

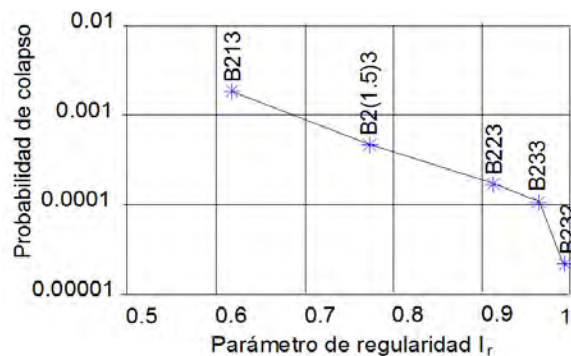


Figura 2.6 Demanda máxima de ductilidad para cada puente vs parámetro de regularidad
Figura tomada de Delgado et al. (2001)

Previamente se ha mencionado que algunos códigos como el AASHTO y el Caltrans clasifican los puentes como regulares e irregulares y dependiendo de esto es el método de análisis a utilizar. Un estudio realizado por Tathana Isalovic y Matej Fischinger en 2000 propone dos índices de regularidad para puentes (ecuaciones 2.19 a 2.22). El primero puede ser usado como criterio para el empleo del método elástico simplificado de solo un modo espectral y el otro como criterio para el empleo del método simplificado de análisis inelástico "N2".

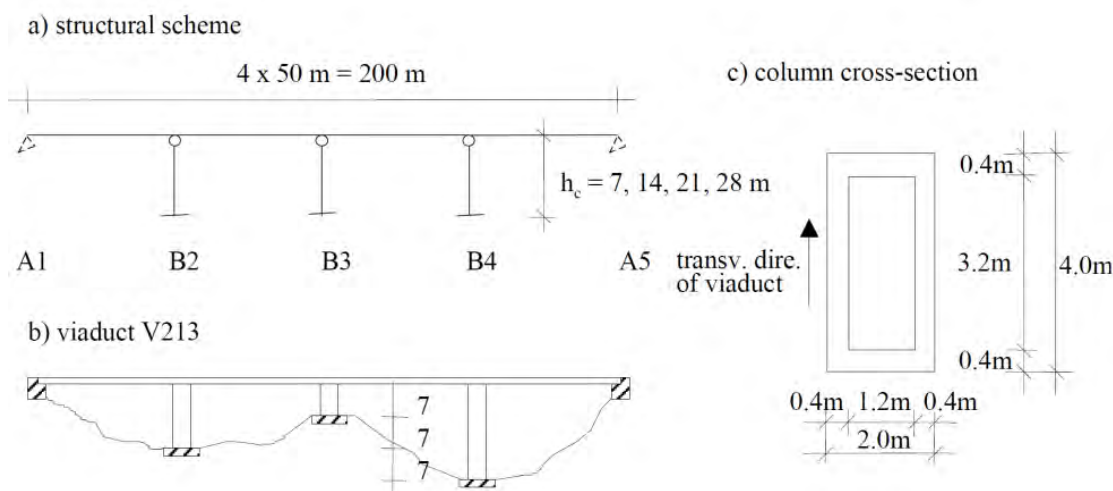


Figura 2.7 Esquema de los puentes estudiados por Isalovic et al.

Figura tomada de Tathana Isalovic et al. (2000)

En este trabajo se realizó un estudio paramétrico en la dirección transversa de un puente tipo viaducto (figura 2.7) el cual se probó originalmente por el investigadores italiano Pinto en 1995 y 1996, para complementar el estudio el número de parámetros se aumentó comparado con el estudio original.

Para cada combinación, fueron considerados dos condiciones en los estribos. En el primer caso los estribos restringen el desplazamiento en la dirección transversal, mientras que en el segundo caso los apoyos sobre el estribo fueron idealizados como rodillos, en este trabajo se denotan como puentes P y puentes R respectivamente (Isalovic et al. 2000).

En este estudio la primera parte comprendió el análisis de todas las estructuras con métodos de análisis elásticos SM y MM (método de un solo modo espectral y método de múltiples modos espectrales respectivamente). Posteriormente 24 de ellos (considerados tipo P y tipo R) también se analizaron empleando los métodos de análisis inelásticos N2 y IA (método basado en análisis *push-over* y análisis inelástico en historia de tiempo respectivamente). Para el estudio de los métodos elásticos la carga sísmica utilizada fue el espectro de respuesta definido en el Eurocódigo 8/2 para una aceleración del suelo $a_g = 0.35g$, y un factor de ductilidad alto (factor de ductilidad $q = 3.5$). Para el estudio del método N2 fue utilizado el espectro inelástico del Eurocódigo 8/2, y fueron consideradas las aceleraciones pico de suelo de $0.35g$ $0.70g$ (Isalovic et al. 2000).

Las diferencias relativas entre el método SM y método MM (para todos las estructuras analizadas) se tomo como una función del índice propuesto (ecuaciones 2.19 a 2.22) las cuales se presenta en la figura 2.9 y en las que se observa que una correlación muy buena de 0.96. En las graficas es evidente que los puentes tipo R

son en general mucho más irregulares que los puentes tipo P. Incluso algunos puentes tipo R simétricos mostraron ser irregulares (Isalovic *et al.* 2000).

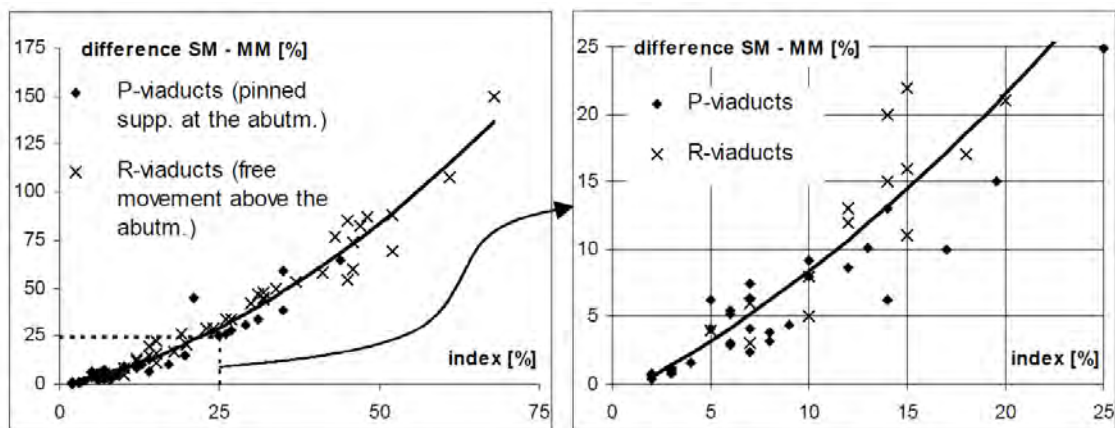


Figura 2.8 Diferencia entre el método SM y el método MM en función del índice propuesto por Isalovic *et al.*
Figura tomada de Tathana Isalovic *et al.* (2000)

Los resultados obtenidos del índice propuesto en la ecuación 2.21 y 2.22 con los métodos de análisis inelásticos se muestran en la figura 2.9 y 2.10. Es evidente que la mayoría de los puentes tipo P muestran un comportamiento regular y el método N2 puede predecir su respuesta con éxito.

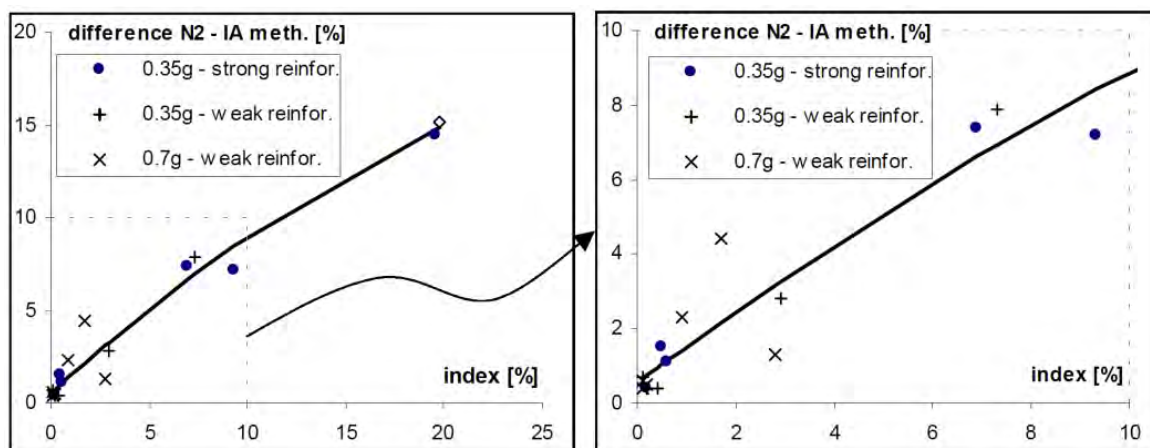


Figura 2.9 Diferencia entre los métodos N2 y IA en función del índice propuesto por Isalovic *et al.* para puentes tipo P
Figura tomada de Tathana Isalovic *et al.* (2000)

En general, la respuesta de los puentes tipo R es más irregular que la respuesta de los puentes tipo P. Las diferencias entre el método N2 y el método IA es considerablemente más grande en los puentes tipo P.

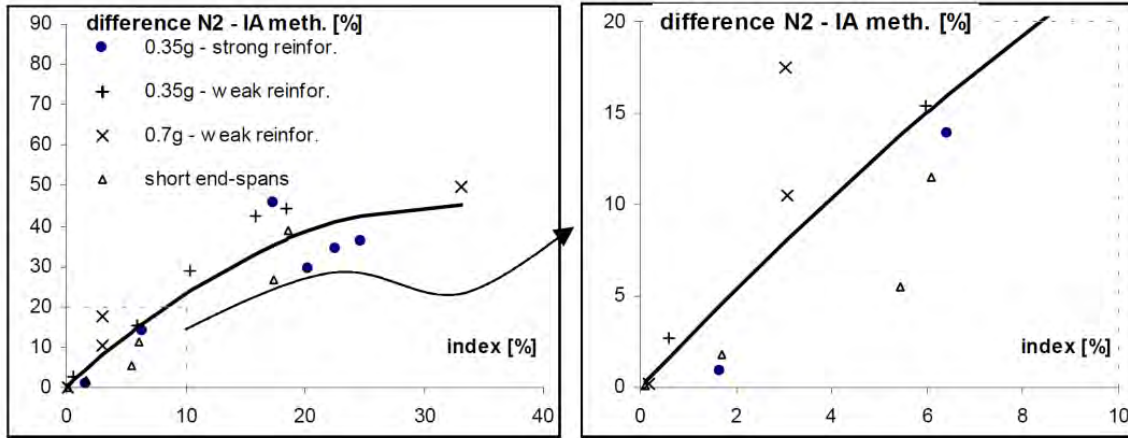


Figura 2.10 Diferencia entre los métodos N2 y IA en función del índice propuesto por Isalovic et al. para puentes tipo R
 Figura tomada de Tathana Isalovic et al. (2000)

De este trabajo se concluye que utilizando los índices propuestos, los métodos estáticos simplificados no pueden predecir bien el comportamiento de las estructuras irregulares. En general, los puentes con los apoyos de rodillo en los estribos son más irregulares que los puentes con los estribos fijos. Para este tipo de estructuras los métodos simplificados tienen que ser usados con mayor cuidado (Isalovic et al. 2000).

Capítulo III. Modelos de puentes

Mediante el análisis elástico por computadora y ante la aplicación de un grupo de acelerogramas en la base de las pilas de los puentes, se espera obtener datos estadísticos de las respuestas máximas en desplazamiento y elementos mecánicos que permitan establecer comparaciones entre puentes regulares o irregulares. Finalmente, se pretenden obtener conclusiones y recomendaciones para establecer procedimientos sencillos y confiables sobre qué métodos de inspección y mantenimiento son aplicables a cada estructura en función de su geometría.

3.1 Tipos de puentes

Para conocer el comportamiento de puentes con subestructura irregular, se elaborará un conjunto de modelos de puentes carreteros divididos en dos grupos, los primeros con diferentes claros entre apoyos y los segundos con diferentes curvaturas. Las estructuras modeladas en el programa SAP2000® fueron de tipo monolítico, simplemente apoyado y continuo.

a) Puentes monolíticos. Este tipo de estructuras están compuestos por marcos de concreto, que incorporan la superestructura y la subestructura como unidad integrada. Este tipo de puentes (cuya sección se observa en la figura 3.1, se usan para alcantarillas o para puentes de claros cortos. En los sistemas de autopistas tiene uso limitado en grandes claros por su alto costo (Gómez, 2012). En este tipo de estructuras se presentan las siguientes ventajas.

- No se requiere un sistema de apoyos entre las vigas y las pilas.
- No existen juntas constructivas por lo tanto se logra una superficie de rodamiento sin interrupciones.
- Las vibraciones por los vehículos son menores.
- Toda la estructura contribuye a resistir las fuerzas sísmicas.
- Su configuración permite disminuir el momento positivo, permitiendo mayores longitudes entre apoyos.

Algunas desventajas que se presentan son:

- Los asentamientos diferenciales pueden causar efectos importantes en toda la estructura, por lo que su uso no se recomienda en estratos blandos.
- La construcción es más complicada.
- Se pueden presentar juntas frías.

- Transmiten momento flexionante de la cubierta a las pilas.

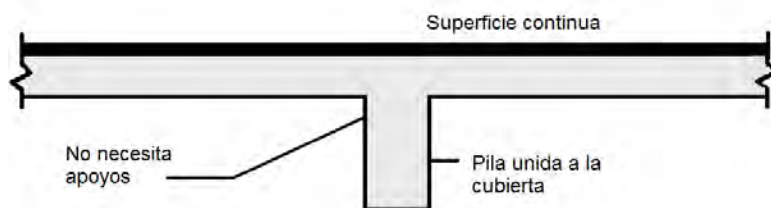


Figura 3.1 Puente monolítico

b) Puentes simplemente apoyados. Este tipo de puentes están formados por un conjunto de losas simplemente apoyadas sobre estribos o un conjunto de pilas (figura 3.2), este tipo de estructuras se utiliza en puentes de claros cortos y donde es relativamente sencilla la construcción de pilas. Este tipo de estructuras presentan las siguientes ventajas:

- Su análisis es sencillo.
- Pueden utilizarse elementos prefabricados.
- Son estructuras relativamente económicas.
- Son estructuras de dimensiones pequeñas.

Algunas desventajas que se presentan son:

- El montaje de los elementos es complicado en zonas de difícil acceso.
- Se requiere junta de expansión.
- Se requiere de pilas anchas.
- Se emplea en claros cortos únicamente.
- Presentan una superficie de rodamiento discontinua.

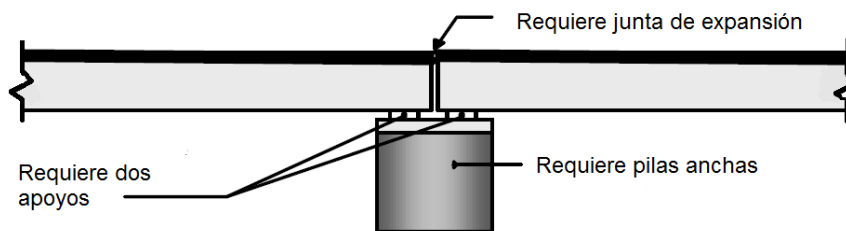


Figura 3.2 Puente simplemente apoyado

c) Puentes continuos. En este tipo de puentes la superestructura es continua y solo se apoya en los sistemas de pilas y en los estribos (figura 3.3). En este tipo de estructuras se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, por lo que se puede obtener claros más largos con el mismo peralte de las trabes. Las principales ventajas de estos puentes son:

- Menor peralte que los puentes simplemente apoyados o monolíticos.
- Se requiere un menor número de apoyos.

- Menos juntas constructivas, con la ventaja evidente de lograr una superficie de rodamiento sin interrupciones.
- La deflexión y las vibraciones son menores.

Al mismo tiempo, los puentes continuos tienen las siguientes desventajas:

- Los asentamientos diferenciales pueden causar efectos importantes en toda la estructura, por lo que su uso no se recomienda en estratos blandos.
- La colocación del refuerzo es mas complicad.
- El análisis y diseño son más complejos.

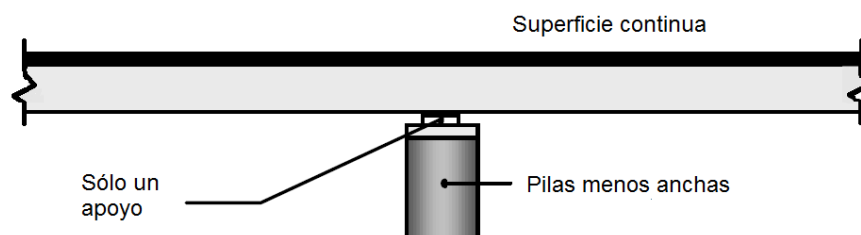
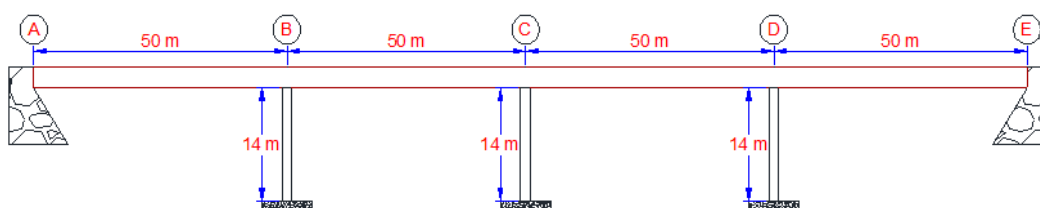
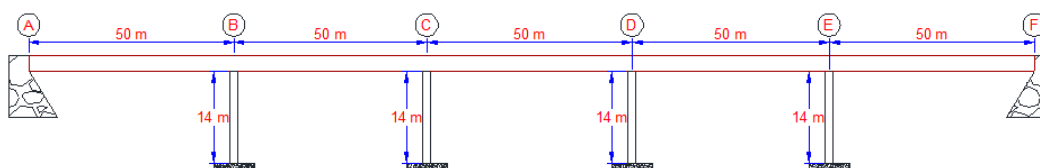


Figura 3.3 Puente continuo

Para los tres tipos de puentes comentados, el modelo regular del puente a estudiar, al igual que en el trabajo de Salas (2010), es un sistema de concreto reforzado, simétrico, con dos estribos y con altura de las pilas constante e igual a 14 m, como se muestra en la figura 3.4a. A diferencia del trabajo de Salas (2010) se considera un segundo sistema, con un claro más para elaborar un sistema de número de claros non, figura 3.4b. Los dos puentes tienen una superestructura compuesta por cajones unicelulares de concreto, con pilas de sección rectangular hueca, como se muestra en la figura 3.4c. Los puentes regulares son la base para las comparaciones de los análisis que se describen en esta tesis. Estos tienen claros de 50 m de longitud, mientras que para los puentes irregulares se variará la longitud de los claros extremos. Las longitudes de las pilas en los modelos regulares e irregulares serán en todos los casos constantes.



a)



b)

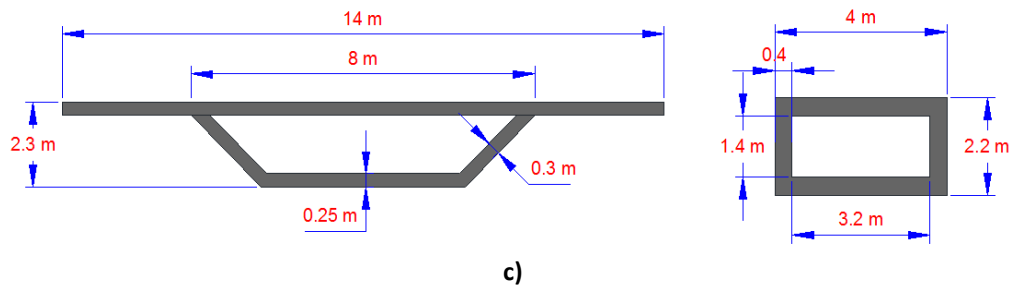


Figura 3.4 Dimensiones de los puentes, la superestructura y las pilas, a) Puente con número de claros par; b) puentes con número de claros non; c) sección transversal de la superestructura y de las pilas

3.2 Acelerogramas

En los análisis elásticos se usó como carga sísmica una base de 53 acelerogramas obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF, 2000). Todos los acelerogramas fueron registrados por estaciones ubicadas en el Pacífico Mexicano, en los estados de Colima, Guerrero y Michoacán. En los análisis se consideran las tres componentes de cada registro, asumiendo que la mayor aceleración de las componentes horizontales actúa en la dirección transversal de los puentes. Aunque no suele utilizarse en los análisis, estudios recientes indican que la componente vertical puede tener influencia para ciertas relaciones entre las características dinámicas de la estructura y la excitación (Acosta y Gómez, 2009). Los registros seleccionados son los mismos que los utilizados por Salas (2010) en su trabajo sobre la irregularidad de la subestructura de puentes. Estos sismos se muestran en la tabla 3.1.

La 53 registros utilizados se seleccionaron considerando aceleraciones, velocidades o desplazamientos máximos y la magnitud del sismo. En la figura 3.5 se muestran los espectros de respuesta, para un 5% del amortiguamiento crítico, de las componentes con mayor aceleración de cada registro. Como se observa en esta figura, los acelerogramas seleccionados tienen diferentes características, aunque muchos de ellos tienen espectros de banda angosta y periodos fundamentales menores a 0.5 s.

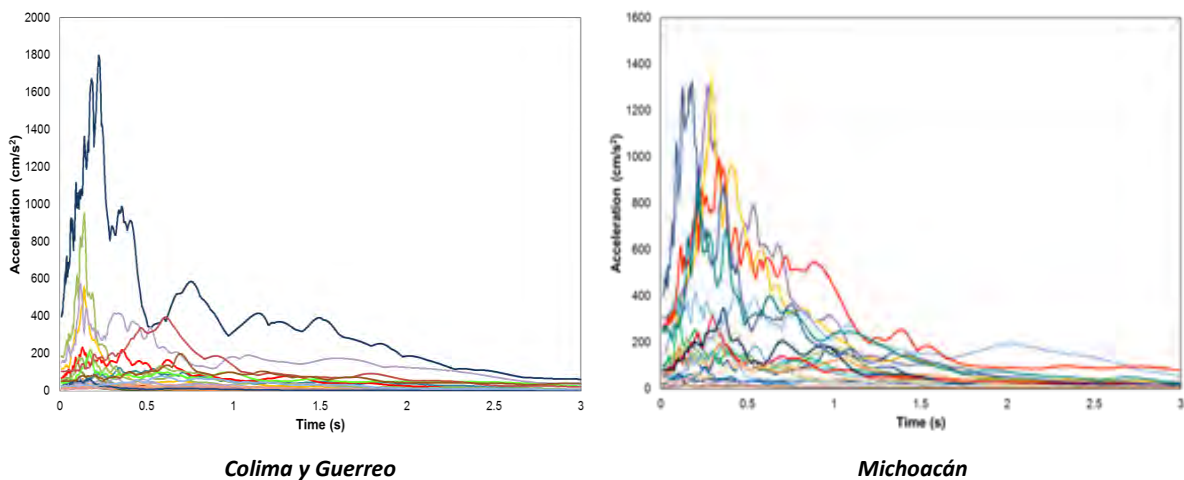


Figura 3.5 Espectros de respuesta de una de las componentes horizontales de los registros utilizados

Tabla 3.1 Registros sísmicos

	ESTACIÓN	CLAVE DE LA ESTACIÓN	FECHA DEL SISMO	TIPO DE SUELO	PROFUNDIDAD FOCAL (km)	INTERVALO DE MUESTREO	MAGNITUD				a _{máx} (cm/s ²) Canal 1		a _{máx} (cm/s ²) Canal 2		a _{máx} (cm/s ²) Canal 3	
							Mc	Mb	Me	Ms						
ACELEROGRAMAS DE COLIMA Y GUERRERO	1	Manzanillo	MZ01	09-10-1995		5	0.01	6.5	7.3	7.5		N00E 387.620	V 302.860	N90E 387.130		
	2	Manzanillo	MZ01	09-10-1995		5	0.01	7.5	6.5		7.3	N00E 9.250	V 2.550	N90E 8.930		
	3	Manzanillo	MZ01	09-10-1995		5	0.01	7.5	6.5		7.3	N00E 7.000	V 3.000	N90E 4.920		
	4	Manzanillo	MZ01	09-10-1995		5	0.01	7.5	6.5		7.3	N00E 9.280	V 3.770	N90E 10.180		
	5	Manzanillo	MZ01	12-10-1995		11	0.01	5.5	5.5	6.1		N00E 111.670	V 45.490	N90E 117.750		
	6	Manzanillo	MZ01	06-10-1995		137	0.01	5.2	5.1		5.3	N00E 106.340	V 67.020	N90E 183.210		
	7	Zihuatanejo	AZIH	28-09-1985	Roca	10	0.01	4.5	5.1		5.0	V -4.466	N90W -8.249	S00E 6.123		
	8	Papanao	PAPN	28-09-1985	Roca	10	0.01	4.5	5.1		5.0	V 13.133	S90W 16.550	S00W -15.506		
	9	Chilpancingo	CHI1	29-05-1986	Roca	36	0.02	5.0	5.2		4.2	N00E 21.878	V -12.809	N90W -13.474		
	10	Cerro de piedra	CPDR	29-05-1986	Roca	36	0.01	5.0	5.2		4.2	V 11.010	S90W -14.070	S00W -10.930		
	11	Filo de caballo	FICA	29-05-1986	Roca	36	0.01	5.0	5.2		4.2	N00E 8.098	V 7.269	N90W 11.900		
	12	Las mesas	MSAS	29-05-1986	Roca	36	0.005	5.0	5.2		4.2	S90E 43.510	V 19.940	S00E -31.380		
	13	El ocotito	OCTT	15-07-1987	Roca	68	0.01	5.7	6.0			V 8.140	N90E -14.060	N00E -12.820		
	14	Acapulco	ACAJ	15-05-1993	Roca	15	0.01	6.0				N00E -7.050	N90E -8.330	V 5.980		
	15	Chilpancingo	CHIL	15-05-1993	Roca	15	0.01	6.0				N00E -10.500	N90E 7.970	V -6.740		
	16	Coyuca	COYC	15-05-1993	Roca	20	0.01	5.8	5.8		5.8	V -4.790	N90E 6.700	N00E 8.610		
	17	Cerro de piedra	CPDR	15-05-1993	Roca	15	0.01	6.0	5.9		5.9	V -10.530	N90E -12.440	N00E -13.400		
	18	Mezcala	MEZC	15-05-1993	Roca	15	0.01	6.0				N00E -4.520	N90E 6.840	V 5.130		
	19	Chilpancingo	CHI1	07-06-1982	Roca	24	0.02		6.3		7.0	N00E -43.143	V 21.357	N90E -29.318		
	20	Acapulco	ACAJ	14-09-1995	Roca	22	0.01	7.3	7.2		6.4	N00E 13.760	N90E -13.280	V -11.600		
	21	Atoyac	ATYC	14-09-1995	Roca	22	0.005	7.3	6.4		7.2	S90E -6.80	V -5.100	S00E 8.750		
	22	Chilpancingo	CHIL	14-09-1995	Roca	22	0.01	7.3	7.2		6.4	N00E -26.31	N90E 19.100	V -18.550		
	23	Copala	COPL	14-09-1995	Roca	22	0.01	7.3	6.4		7.2	V 46.42	N90E 68.910	N00E -77.040		
	24	Copala	COPL	14-09-1995	Roca	22	0.01	7.3	6.4		7.2	V -9.57	N90E -25.84	N00E -21.530		
	25	Atoyac	ATYC	19-09-1985	Roca	15	0.01	8.1	6.8		8.1	S90E 59.96	V -59.70	S00E 53.040		
	26	Zihuatanejo	AZIH	19-09-1985	Roca	15	0.005	8.1	6.8		8.1	V -100.09	S90W -153.93	S00W -98.620		
	27	Coyuca	COYC	19-09-1985	Roca	15	0.01	8.1	6.8		8.1	V 18.841	N90W 35.689	S00E 42.042		
	28	Cerro de piedra	CPDR	19-09-1985	Roca	15	0.01	8.1	6.8		8.1	V -12.30	S90W -15.300	S00W 25.78		
	29	El Suchil	SUCH	19-09-1985	Roca	15	0.01	8.1	6.8		8.1	V 49.623	S90W -81.446	S00W -103.120		
	30	Teacalco	TEAC	19-09-1985	Roca	15	0.01	8.1	6.8		8.1	S90E -24.73	V 27.14	S00E -51.30		
ACELEROGRAMAS DE MICHOACÁN	31	Apatzingán	APAT	14-03-1979		28	0.02		7.0			S00E 50.437	V -24.806	N90E -62.217		
	32	Sicartsa	SICC	14-03-1979		28	0.02		7.0			N00E 264.280	V -66.794	N90W 307.215		
	33	Apatzingán	APAT	25-10-1981		14	0.02		6.1		7.3	S00E 81.567	V 35.578	N90E 96.548		
	34	Sicartsa	SICC	25-10-1981		14	0.02		6.1		7.3	N00E -265.695	V 0.000	N90W 249.088		
	35	Apatzingán	APAT	19-09-1985		15	0.02	8.1	6.8		8.1	S00E -68.740	V -44.628	N90E 81.282		
	36	Caleta de Campos	CALE	19-09-1985	Roca	15	0.005	8.1	6.8		8.1	S90E -140.680	V 88.45	S00E -139.73		
	37	Caleta de Campos	CALE	19-09-1985	Roca	15	0.005	8.1	6.8		8.1	S90E 50.980	V 25.49	S00E 41.15		
	38	Zacatula	ZACA	19-09-1985	Arcilla	15	0.01	8.1	6.8		8.1	V -147.38	N90W -174.18	S00E 262.23		
	39	Apatzingán	APAT	21-09-1985		15	0.02	7.5	6.3		7.6	S00E 18.618	V -8.312	N90E -20.796		
	40	Zacatula	ZACA	21-09-1985	Arcilla	15	0.01	7.5	6.3		7.6	V 36.37	N90W 70.82	S00E -72.73		
	41	Apatzingán	APAT	30-04-1986		20	0.02	6.4	6.2		7.0	S00E -47.780	V -38.366	N90E -52.341		
	42	Arteaga	ARTG	30-04-1986	Roca	20	0.01	6.4	6.2		7.0	V 22.53	S90W 20.39	S00W -27.06		
	43	Caleta de Campos	CALE	30-04-1986	Roca	20	0.005	6.4	6.2		7.0	S90E 97.170	V -34.420	S00E -76.515		
	44	Guacamayas	GUAC	30-04-1986	Arcilla	20	0.01	6.4	6.2		7.0	V -21.940	N90W 31.489	S00E 55.444		
	45	Zacatula	ZACA	30-04-1986	Arcilla	20	0.01	6.4	6.2		7.0	V -17.391	N90W -54.265	S00E -35.887		
	46	Caleta de Campos	CALE	10-12-1994	Roca	20	0.005	6.3				S90E 11.620	V -7.51	S00E -7.42		
	47	Lázaro Cárdenas	LZ01	10-12-1994		20	0.01	6.3				N45E 68.840	V 38.26	N45W 78.86		
	48	Lázaro Cárdenas	LZ01	09-10-1995		5	0.01	6.5	7.3	7.5		N45E 10.860	V 4.20	N45W 13.29		
	49	Lázaro Cárdenas	LZ01	15-07-1996		20	0.01				6.5	N90E 22.953	V 11.589	N00E 30.729		
	50	Caleta de Campos	CALE	11-01-1997	Roca	16	0.005		6.5		6.9	S90E 396.21	V 413.94	S00E -350.27		
	51	Lázaro Cárdenas	LZ01	11-01-1997		16	0.01				6.9	N90E 196.743	V 193.479	N00E 189.749		
	52	Luz Alou	RIML	11-01-1997	Arcilla	33	0.005				6.9	N00E 4.950	V 4.06	N90E 6.37		
	53	Caleta de Campos	CALE	29-12-1999	Roca	82	0.005	5.1	6.1	5.9	5.4	N90W 4.980	V -2.45	N00W 4.62		

3.3 Parámetros considerados de irregularidad de la superestructura

Para el análisis se consideran los siguientes parámetros:

- Al igual que en el trabajo de Salas (2010), se considerarán puentes monolíticos, simplemente apoyados y continuos como se muestra en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3.
- Para evaluar la diferencia de longitudes de los claros se consideran puentes con número de claros par (cuatro claros) y no (cinco claros), figuras 3.4a y 3.4b respectivamente.
- Se variará la longitud de los claros extremos en relaciones long. claro central / long. claro extremo de 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25, 1.5, 1.75 y 2.0, figuras 3.6 y 3.7.
- Los grados de curvatura estarán entre 0 (regular) y 180, como valor máximo (aunque hipotético porque no es común), con incrementos de curvatura cada 30°, figuras 3.8 y 3.9.

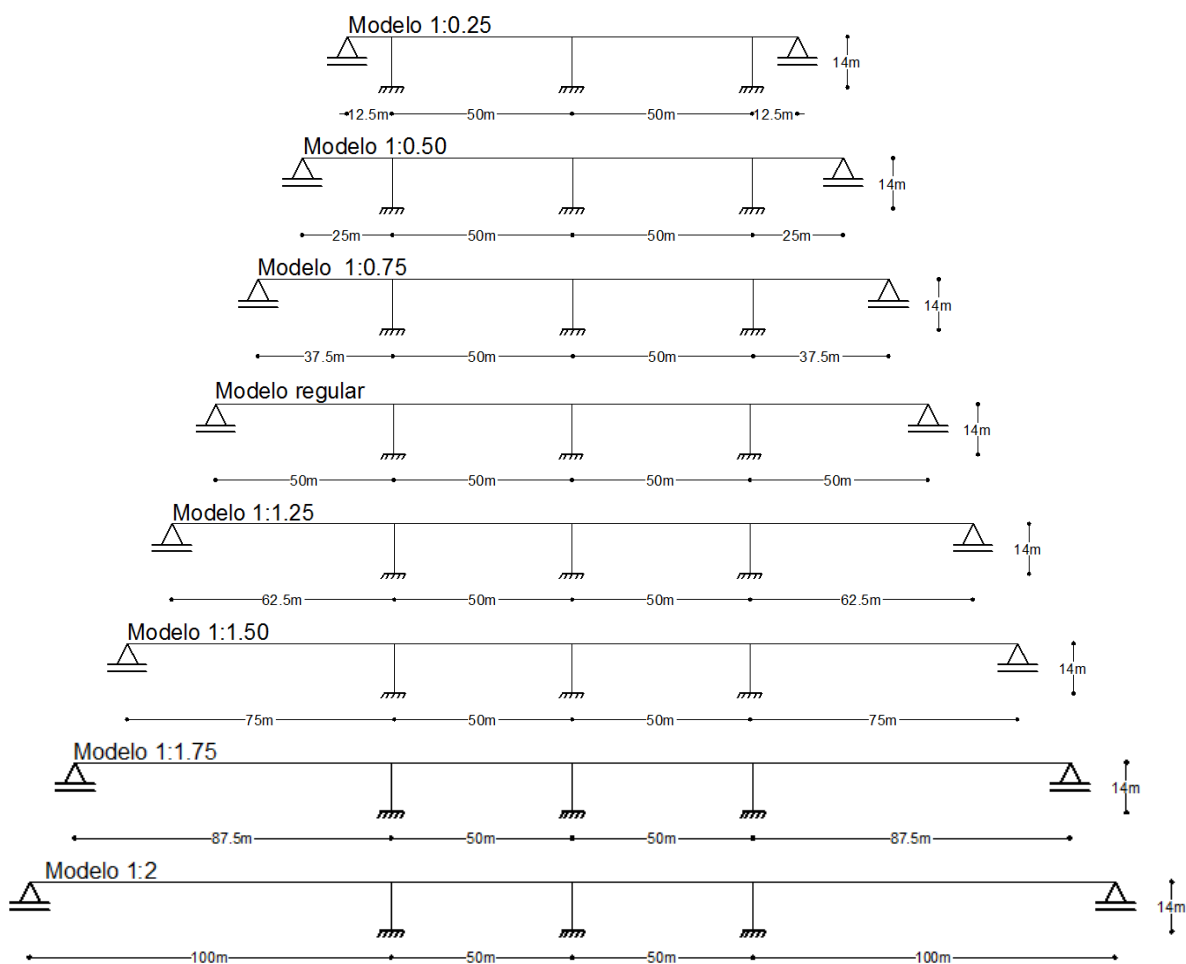


Figura 3.6 Modelos de puente tipo par con diferente relación de longitud claro central claro extremo

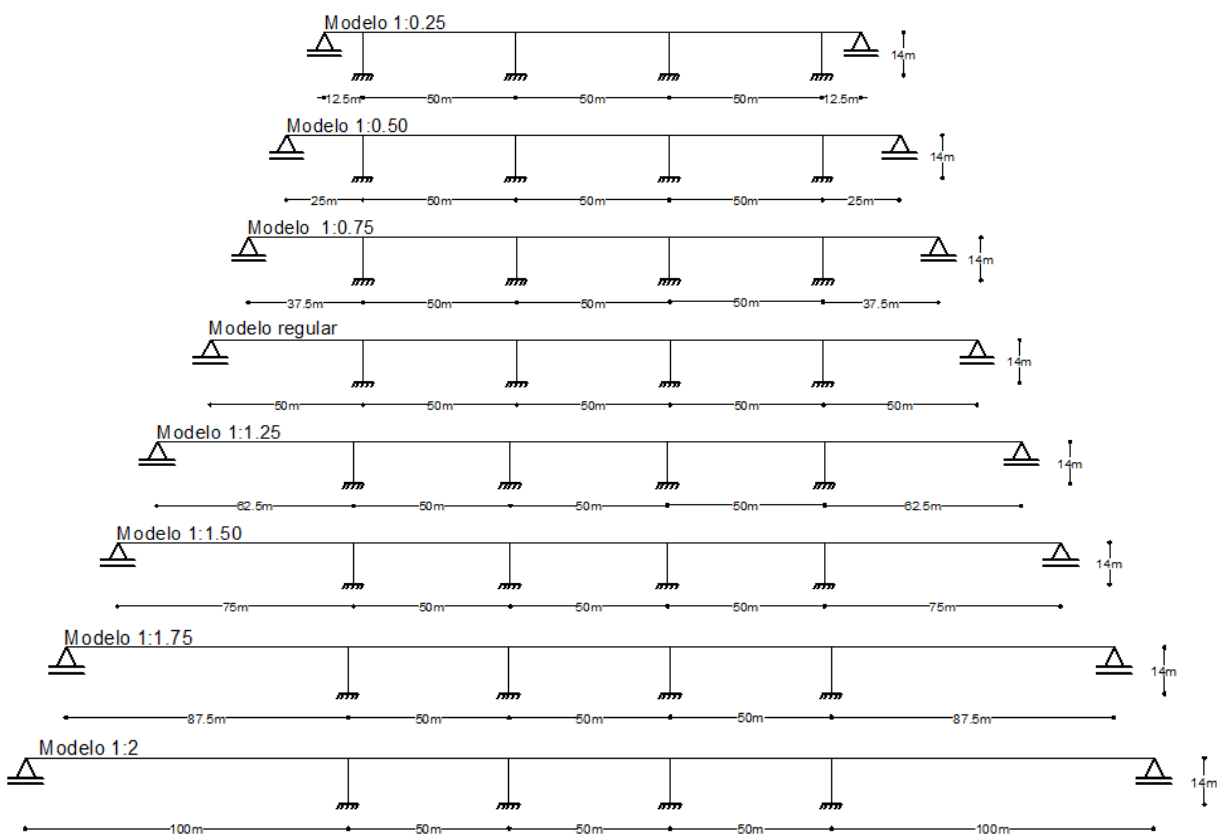


Figura 3.7 Modelos de puente tipo non con diferente relación de longitud claro central claro extremo

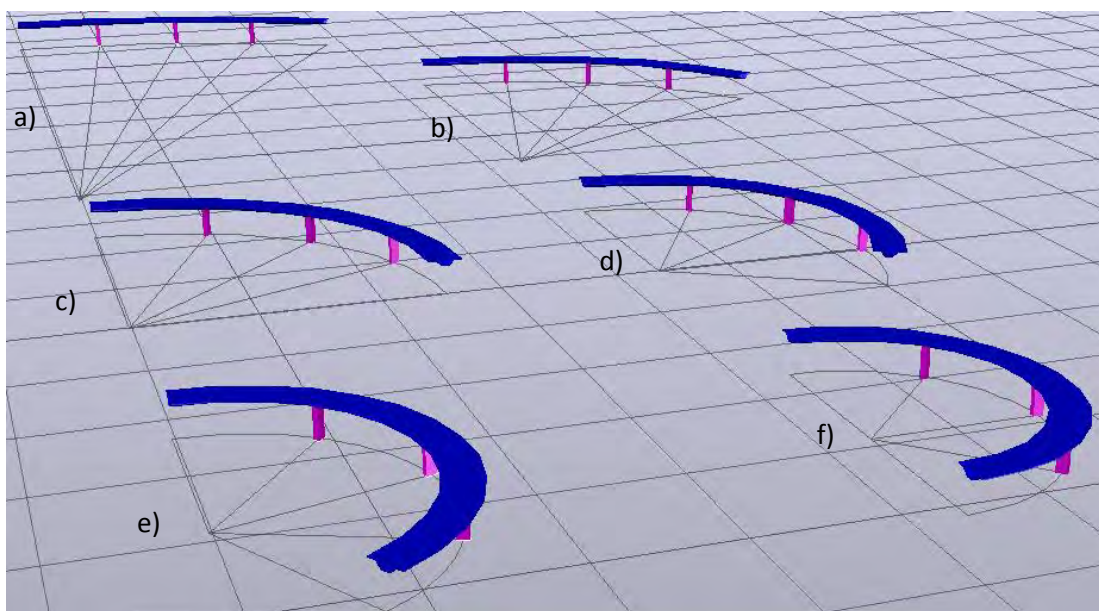


Figura 3.8 Modelos de puente tipo par con diferente curvatura

En la figura 3.7 y 3.8 se muestran los modelos con diferente curvatura, en estos modelos se conservó la longitud de la calzada de 200 para puentes tipo par y 250 m para puentes tipo non y se fue variando la

curvatura. En las tabas 3.2 y 3.2 se presentan las características geométricas de los modelos pares y nones, respectivamente.

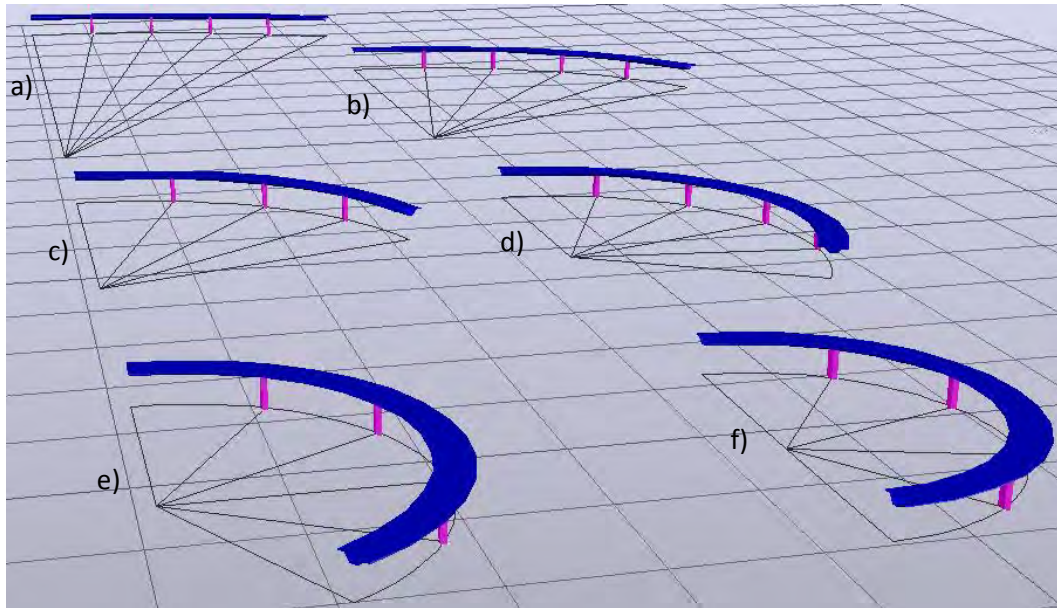


Figura 3.9 Modelos de puente tipo non con diferente curvatura

Tabla 3.2 Propiedades geométricas de los modelos curvos tipo par

Figura	Curvatura (°)	Radio de giro (m)
3.8a	30	381.97
3.8b	60	190.98
3.8c	90	127.32
3.8d	120	95.49
3.8e	150	76.39
3.8f	180	63.66

Tabla 3.3 Propiedades geométricas de los modelos curvos tipo non

Figura	Curvatura (°)	Radio de giro (m)
3.9a	30	477.46
3.9b	60	238.73
3.9c	90	159.15
3.9d	120	119.36
3.9e	150	95.49
3.9f	180	79.57

Los modelos con diferente relación de claro central a claro extremo se analizaron en tres tipos de puentes (monolíticos, simplemente apoyados y continuos) en número de claros par y non, generando 42 modelos. Los modelos curvos se analizaron en dos tipologías (monolíticos y continuos) seis tipos de curvaturas (incrementos a cada 30°), dos tipos de números de claros (nones y pares), generando 24 modelos analizados. Los modelos que fueron tomados como regulares, se analizaron en tres tipologías (monolíticos, simplemente apoyados y continuos) en número de claros par y non, generando 18 modelos. En este trabajo fueron en total analizados 84 modelos de puentes.

Al igual que en el trabajo de Salas, en todos los modelos a considerar, los estribos se simulan con resortes elásticos, con una rigidez infinita en la dirección vertical y con valores comunes en las direcciones horizontales. También, todas las pilas tienen la misma sección transversal, formada por un sección rectangular hueca de concreto como se muestra en la figura 3.4c, y la superestructura es un tablero tipo cajón unicelular, monolítica, continua y simplemente apoyada.

En la modelación de los puentes, se utilizarán valores típicos para las propiedades de los materiales los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.4 Propiedades del material de los modelos

Material	$\gamma(\text{ton}/\text{m}^3)$	$E(\text{kg}/\text{cm}^2)$	ν	$f'c(\text{kg}/\text{cm}^2)$
Concreto	2.4	254929.05	0.25	270

Una vez definidas las condiciones de apoyos de los diferentes modelos, las características geométricas de las pilas y superestructura, así como las funciones historia del tiempo, las propiedades del material y las características geométricas por condición de irregularidad, se procedió a modelar en el programa SAP2000® v14 para realizar los análisis.

Los modelos simplemente apoyados son puentes en los que la superestructura transmite únicamente carga axial a las pilas, por lo tanto, no se diseña el apoyo para resistir momento o fuerzas de tensión (figura 3.10).

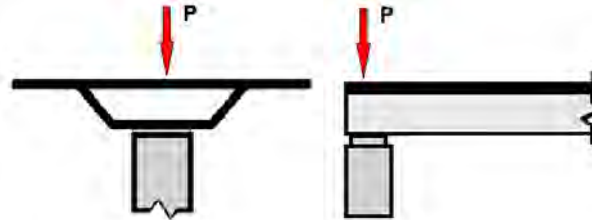


Figura 3.10. Sistema de carga en un puente simplemente apoyado

Las cargas axiales (P), se presenta si la cubierta es recta, sin embargo, se pueden presentar cargas con excentricidad, esto debido a las cargas vivas principalmente. Cuando se presentan cargas con excentricidad, estas no provocarán esfuerzos de tensión en el apoyo, si la carga se aplica dentro del núcleo central. En caso que la excentricidad sea muy grande y salga del núcleo central, se presentarían esfuerzos de tensión, lo que implica que sea necesario otro tipo de unión entre la cubierta y la pila.

Un puente con curvatura, presentará una carga excéntrica en los apoyos, (figura 3.11 y 3.12). A continuación se presenta el análisis para conocer hasta qué grado de curvatura un puente presenta la carga en las pilas de tal forma que salga del núcleo central. En un principio, se realizó para el modelo con curvatura de 30° .

a) Cálculo de la carga por unidad de longitud en la calzada y peso propio de la estructura

La sección transversal de la cubierta tiene un área $A = 6.81 \text{ m}^2$ y el peso específico del concreto es $\gamma = 2400 \text{ kg}/\text{m}^3$, por lo tanto la carga distribuida es $q = \gamma * A = 16,344 \text{ kg}/\text{m}$.

El peso de la estructura en un claro es $P = L * q$, para el puente en estudio se tiene que la longitud es de 50 m , correspondiente a la *semi-longitud* de dos tableros que coinciden en el apoyo. Entonces se tiene un peso igual a $P = 50 * 16,344 = 817,200 \text{ kg}$.

b) Cálculo del núcleo central

La transmisión de cargas de la calzada a la pila se realizará como se muestra en la figura 3.11, en esta figura, se observa que si se quieren evitar esfuerzos de tensión en la unión calzada-columna, la carga deberá ser aplicada dentro del núcleo central. Se define como núcleo central de un elemento a aquella región de su sección transversal donde puede aplicarse una carga axial de compresión sin que genere esfuerzos netos de tensión (Tena, 2012).

Para secciones rectangulares la excentricidad máxima a la cual debe aplicarse la carga de manera que no genere esfuerzos de tensión es $e = b/6$; para el caso del apoyo de ancho $b = 4 \text{ m}$, el núcleo central esta a 0.666 m a partir del centro de la pila.

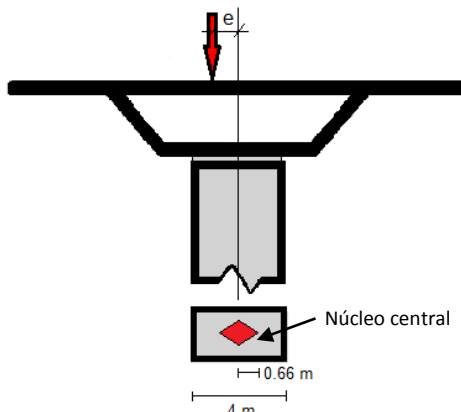


Figura 3.11 Núcleo central en la unión calzada-columna

c) Propiedades geométricas del modelo con curvatura de 30°

Los modelos con curvatura, presentan una distribución lineal de carga a través del eje longitudinal de la calzada (figura 3.12). Debido a la curvatura, esta carga se transmite con cierta excentricidad, antes de calcular la excentricidad es necesario conocer la geometría de dicho puente.

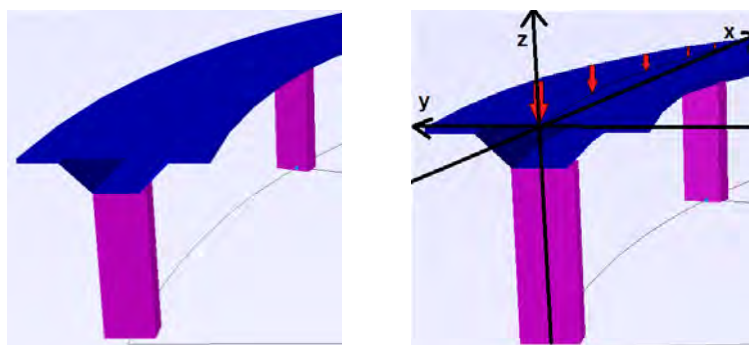


Figura 3.12 Puente simplemente apoyado con carga a lo largo de su eje longitudinal

La geometría del modelo con curvatura de 30° se presenta en la figura 3.13. Para el análisis se tomará únicamente la longitud de un claro, es decir un arco de 50 m con un ángulo de 7.5° .

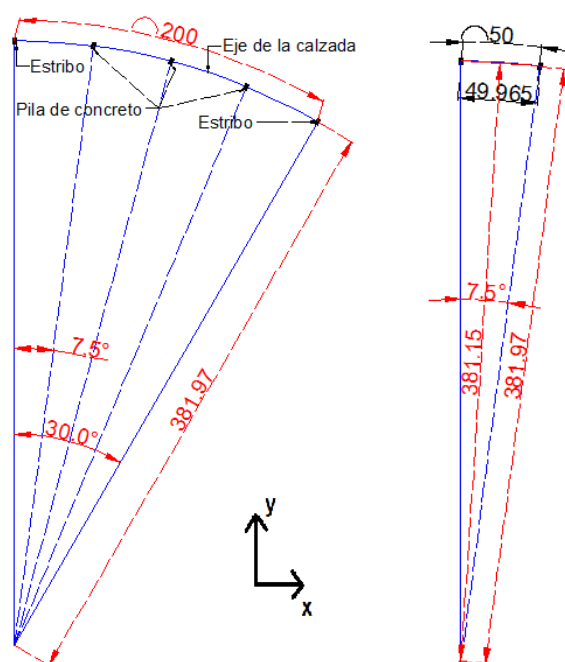


Figura 3.13 Geometría del modelo con curvatura de 30°

Con el fin de conocer que dimensiones intervienen en el análisis, en la figura 3.14 se muestra detalladamente la geometría de un solo claro de 50 m, en esta se muestran las pilas, el eje longitudinal de la calzada, el eje entre pilas, así como la máxima distancia entre estos dos ejes. Para fines de análisis se han modificado los ejes de referencia, de x a x' , y de y a y' .

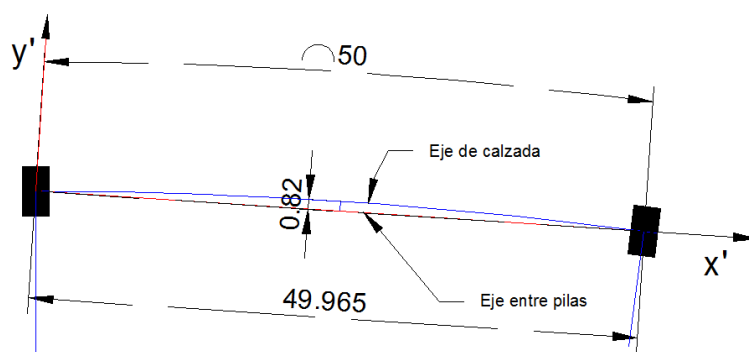


Figura 3.14 Geometría de un solo claro de 50 m.

d) Cálculo del momento actuante a lo largo de eje x'

La curva descrita por el eje de la calzada se puede aproximar mediante una función trigonométrica, con los datos de la figura 3.14 se tiene que $y'(x) = 0.82 \sin\left(\frac{\pi x}{49.965}\right)$, la cual esta graficada en la figura 3.15, en la misma figura se observa la carga q actuando en dirección perpendicular a los planos x' y y' . El momento que se genera en los extremos de la calzada esta dado por el producto de la carga q y la distancia y' .

Para determinar el momento se ha tomado un elemento diferencial de la calzada, en el cual, el momento es el producto de q por el brazo de palanca y' .

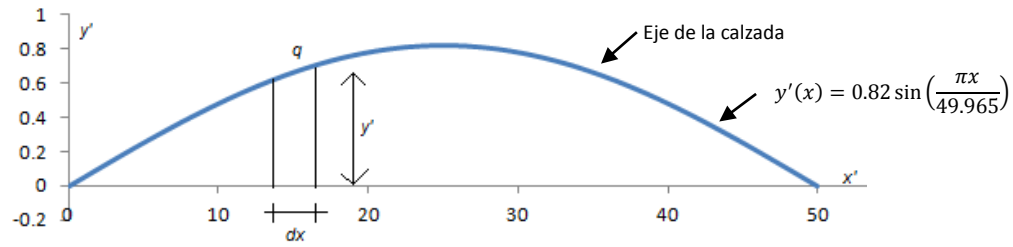


Figura 3.15 Gráfica de la función y'

Para obtener el momento producido a lo largo del eje x se tiene:

$$M = \int_0^{49.965} \left\{ q * \left[0.82 \sin\left(\frac{\pi x}{49.965}\right) \right] \right\} dx$$

$$M = 426296 \text{ kg} * m$$

e) Cálculo de la excentricidad

Puesto que el momento está dado por la ecuación $M = Pe$, despejando e se tiene. $e = \frac{M}{P}$, sustituyendo los valores de M y P , obtenidos previamente, se obtiene:

$$e = \frac{426296}{817200} = 0.52 \text{ m}$$

Este valor de excentricidad se encuentra dentro del núcleo central y no produciría esfuerzos de tensión en la conexión calzada-pila.

Un análisis similar se realizó para el modelo con curvatura de 60° , para este modelo se obtuvo un momento a lo largo del eje x' de $M = 847590 \text{ kg} * m$ lo que provoca una excentricidad de:

$$e = \frac{847590}{817200} = 1.03 \text{ m}$$

Con esta excentricidad se provocaría esfuerzos de tensión en la unión calzada-pila, esto llevaría a buscar otro tipo de conexión, diferente a la simplemente apoyada. Bajo el razonamiento de este análisis, se concluyó que los puentes simplemente apoyados curvos presentan problemas en las uniones y por lo tanto no serán motivo de análisis en este trabajo.

Capítulo IV. Análisis elásticos

4.1 Metodología

En esta investigación se utilizará el programa SAP2000® v14 como herramienta para obtener el análisis dinámico elástico del grupo de puentes carreteros en estudio. Todos los modelos comentados en el capítulo anterior fueron sometidos a un análisis paso a paso lineal (historia de tiempo). Este tipo de análisis proporciona la variación de los elementos mecánicos, así como desplazamientos y deformaciones en cada aceleración del sismo registrado. Además, este tipo de análisis se recomienda para estructuras largas, o sistemas especiales, como los puentes con importante curvatura.

Un parámetro clave en el análisis de la historia de la respuesta es la longitud de los pasos o intervalos de tiempo, este intervalo se especifica para asegurar la estabilidad numérica y convergencia en el algoritmo de integración en el tiempo, y para considerar con exactitud la respuesta de todos los modos significativos. Como regla práctica, el intervalo de tiempo debe ser aproximadamente un centésimo del periodo más pequeño a considerar del puente. Respecto a este punto, los acelerogramas a los que serán sometidos los modelos tienen incrementos de 0.005 y 0.01 segundos, los cuales se usan como el delta de tiempo de los análisis y cumplen con lo comentado. Por otro lado, a deferencia del análisis espectral de la respuesta, la variación en el tiempo de todas las cantidades de la repuesta se calculan explícitamente y no es necesaria la combinación del los máximos modales (Gómez Martínez, 2008). Para considerar el efecto del amortiguamiento se tomó el valor teórico del cinco por ciento.

Del análisis se obtuvieron los desplazamientos máximos en los extremos de las pilas y los elementos mecánicos en las bases de las mismas (Anexo A). Todos los resultados que se mostrarán son las respuestas del nodo central (nodo C en la figura 3.4a y 3.4b), en el extremo superior de la pila, debido a que las tendencias son similares para los otros nodos.

Para normalizar los resultados, se determinó la diferencia normalizada entre las respuestas de los modelos regulares e irregulares. Esta diferencia normalizada se expresa mediante:

$$D_{iff}(\%) = \frac{R_{irr} - R_{reg}}{R_{reg}} (100) \quad (4.1)$$

donde:

$D_{iff}(\%)$ = respuesta del modelo irregular normalizada con respecto al modelo regular (%).

R_{irr} = respuesta del modelo irregular.

R_{reg} = respuesta del modelo regular.

En este caso, las respuestas pueden ser los desplazamientos máximos o los elementos mecánicos máximos.

Mediante los análisis elásticos se determinaron las características dinámicas de los puentes. Por ejemplo, en las tablas 4.1, 4.2 se muestran los periodos fundamentales de los modelos considerados con número de claros par y non, respectivamente; para puentes tipo monolítico, simplemente apoyado y continuo. Así mismo, en las tablas 4.3 y 4.4 se muestran los periodos fundamentales de los modelos curvos tipo par y non para los modelos continuos y monolíticos.

De la tabla 4.1, se observa que el periodo fundamental (T) de un puente simplemente apoyado tipo par, para el caso de una irregularidad de 1:2 se incrementa hasta en un 230%, lo que implica una mayor flexibilidad de la estructura, y por consiguiente una mayor vulnerabilidad sísmica. Un comportamiento similar se observa en la tabla 4.2, para los puentes con número de claros non.

Tabla 4.1 Modos de vibración para los puentes tipo par

Modelos par	Monolítico T(s)		Simplemente apoyado T(s)		Continuo T(s)	
	1er Modo	2do Modo	1er Modo	2do Modo	1er Modo	2do Modo
Regular	0.45587	0.43793	0.70091	0.70089	0.60776	0.52209
Irregular 1:0.25	0.38969	0.35566	0.70090	0.70089	0.42789	0.38969
Irregular 1:0.50	0.40596	0.36445	0.70090	0.70089	0.45709	0.40596
Irregular 1:0.75	0.41519	0.37621	0.70090	0.70089	0.49293	0.41519
Irregular 1:1.25	0.66767	0.65710	0.90575	0.90575	0.78508	0.73406
Irregular 1:1.50	0.93755	0.92672	1.30326	1.30326	1.07153	1.02348
Irregular 1:1.75	1.25609	1.24377	1.77314	1.77314	1.41559	1.36289
Irregular 1:2	1.62193	1.60762	2.31549	2.31549	1.81112	1.75071

Tabla 4.2 Modos de vibración para los puentes tipo non

Modelos non	Monolítico T(s)		Simplemente apoyado T(s)		Continuo T(s)	
	1er Modo	2do Modo	1er Modo	2do Modo	1er Modo	2do Modo
Regular	0.44948	0.44683	0.70098	0.70090	0.60500	0.54403
Irregular 1:0.25	0.41386	0.37668	0.70098	0.70089	0.48363	0.41386
Irregular 1:0.50	0.41969	0.38133	0.70098	0.70090	0.50060	0.41969
Irregular 1:0.75	0.42337	0.38742	0.70098	0.70090	0.52139	0.42337
Irregular 1:1.25	0.58308	0.48765	0.90569	0.90568	0.84533	0.76017
Irregular 1:1.50	0.93407	0.93013	1.30320	1.30320	1.17022	1.04729
Irregular 1:1.75	1.25234	1.24736	1.77311	1.77310	1.55469	1.38874
Irregular 1:2	1.61769	1.61159	2.31538	2.31538	1.99479	1.78014

En los modelos con incremento en la curvatura, se puede comentar de las tablas 4.3 y 4.4 que los incrementos en los periodos fundamentales no es considerable. Por ejemplo, para el modelo continuo tipo par con una curvatura de 180° se presenta un incremento en el periodo del 8.54%, lo que indica que la estructuras no presentan una modificación significativa de su flexibilidad, respecto al modelo regular.

Como se observa en las tablas 4.1 y 4.2 hay mucha variación en los periodos fundamentales para ciertas condiciones de irregularidad, por lo que no podría ser fácil detectar si los cambios en las respuestas se

deben a condiciones de irregularidad o a diferentes niveles de carga sísmica por cambios de periodos. Así mismo, de acuerdo a los análisis, se observó que las formas modales de la estructura cambian considerablemente al incrementar la relación de claro central a claro extremo. Por ejemplo, para el modelo regular tipo par monolítico se observó que la tercera forma modal corresponde al desplazamiento transversal de la calzada, figura 4.1, mientras que para el modelo con relación de claro central a claro extremo 1:2 se observó este comportamiento hasta el cuarto modo, figura 4.2. Entonces, como ya se ha comentado en diferentes trabajos, a mayor irregularidad se presenta mayor participación de los modos superiores.

Tabla 4.3 Modos de vibración para los puentes curvos tipo par

Modelos curvos tipo par	Monolítico T(s)		Continuo T(s)	
	1er Modo	2do Modo	1er Modo	2do Modo
Regular	0.45587	0.43793	0.60776	0.52209
30°	0.49791	0.41652	0.60349	0.49495
60°	0.46215	0.44432	0.58952	0.50747
90°	0.46988	0.45135	0.60017	0.51579
120°	0.48011	0.46075	0.61527	0.52729
150°	0.49291	0.47282	0.63502	0.54197
180°	0.50777	0.48734	0.65966	0.55976

Tabla 4.4 Modos de vibración para los puentes curvos tipo non

Modelos curvos tipo non	Monolítico T(s)		Continuo T(s)	
	1er Modo	2do Modo	1er Modo	2do Modo
Regular	0.44948	0.44683	0.60500	0.54403
30°	0.45086	0.44793	0.58236	0.52674
60°	0.45387	0.45118	0.58616	0.53029
90°	0.45838	0.45643	0.59251	0.53621
120°	0.46455	0.46343	0.60147	0.54451
150°	0.47239	0.47191	0.61215	0.55518
180°	0.48191	0.48165	0.62766	0.56819

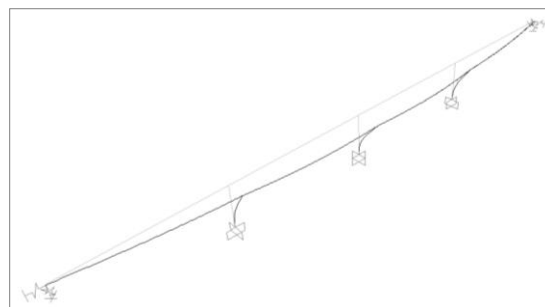


Figura 4.1 Forma modal transversal del modelo regular tipo par

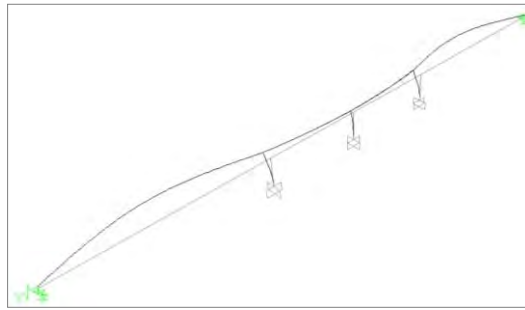


Figura 4.2 Forma modal transversal del modelo con irregularidad 1:2 tipo par

Por otro lado, recordando que el periodo fundamental de cualquier estructura está en función de la masa y de la rigidez de los elementos estructurales, y que a su vez, esta última depende del módulo de elasticidad del material, de las características geométricas de los elementos y de la configuración estructural, modificando éstas se pueden cambiar sus propiedades dinámicas. Así, con el fin de analizar que tanto se modificaban los desplazamiento debido al cambio en el periodo fundamental de la estructura, se procedió a modificar la masa del modelo monolítico tipo par, de tal modo que el periodo fundamental de la estructura regular sea similar al periodo fundamental de la estructura con irregularidad 1:2; como el caso más extremo (tabla 4.1). Del análisis elástico de este modelo se obtuvieron los desplazamientos en el nodo central c (figura 3.4a) y se graficaron los desplazamiento normalizados de acuerdo a la ecuación 4.1, tal como se observa en la figura 4.3.

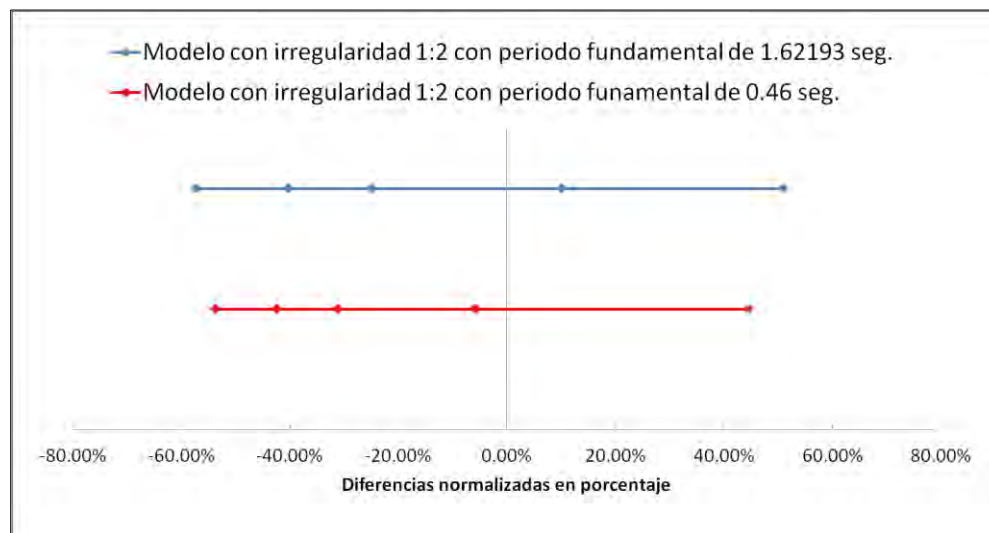


Figura 4.3 Comparación de desplazamientos normalizados de los modelos monolíticos 1:2 con diferente periodo

En la figura 4.3 están graficados los desplazamientos normalizados del modelo monolítico tipo par, uno con periodo fundamental de 1.62193 segundos, es decir, sin cambio en la masa de la estructura, y el otro con un periodo de 0.46 segundos, es decir, con una reducción de la masa, de tal manera que este periodo coincide con el periodo del modelo regular. La forma en que están graficados los desplazamientos es en cuartiles, lo que más adelante se describe con mayor detalle. De esta grafica se observa que la variación de los desplazamientos así presentados es de alrededor de 10%, por lo que el cambio en el periodo fundamental

de la estructura no impacta de forma considerable en la diferencia normalizada de los desplazamientos máximos. Por consiguiente, los resultados que se muestran en las secciones siguientes corresponden a modelos sin modificaciones en la masa.

4.2 Resultados de los análisis con variación de las longitudes de los claros

4.2.1 Modelos monolíticos

Este tipo de puente se analizó como un sistema rígido, para considerar la condición correspondiente a un puente monolítico la unión entre la subestructura y la superestructura fue integrada como una unidad. En la figura 4.4 ésta graficado en el eje horizontal el número de sismo al que fue sometido el modelo monolítico con número de claro par y en el eje vertical la respuesta en desplazamiento de dicho modelo. Como se observa en esta figura, los desplazamientos en el nodo central llegan a ser mayores de 2.5 cm. y se presentan en el modelo con irregularidad 1:2. Por otro lado en la figura 4.5 se presentan las diferencias normalizadas de los desplazamientos máximos en el nodo central de los puentes tipo monolíticos, con cuatro claros. En esta figura en horizontal se indican el número de los sismos usados y en vertical la respuesta en desplazamientos. Como se observa en esta figura, hay una marcada variación en las respuestas y es difícil definir alguna tendencia. Para obtener tendencias de la influencia de la irregularidad de la superestructura por cambios en la longitud de los claros, los resultados de los análisis elásticos se agruparon por cuartiles, esto es, se organizaron las respuestas de menor a mayor y se determinaron las respuestas que representaban el 25%, 50%, 75% y 100% de los valores.

En las gráficas siguientes se mostraran los resultados obtenidos de las diferencias normalizadas por cuartiles, donde en el eje horizontal se indican los porcentajes de las diferencias normalizadas de desplazamientos, entre las respuestas de sistemas regulares e irregulares, y dónde cada línea representa un modelo con cierta irregularidad; los marcadores de cada línea son los cuartiles respectivos.

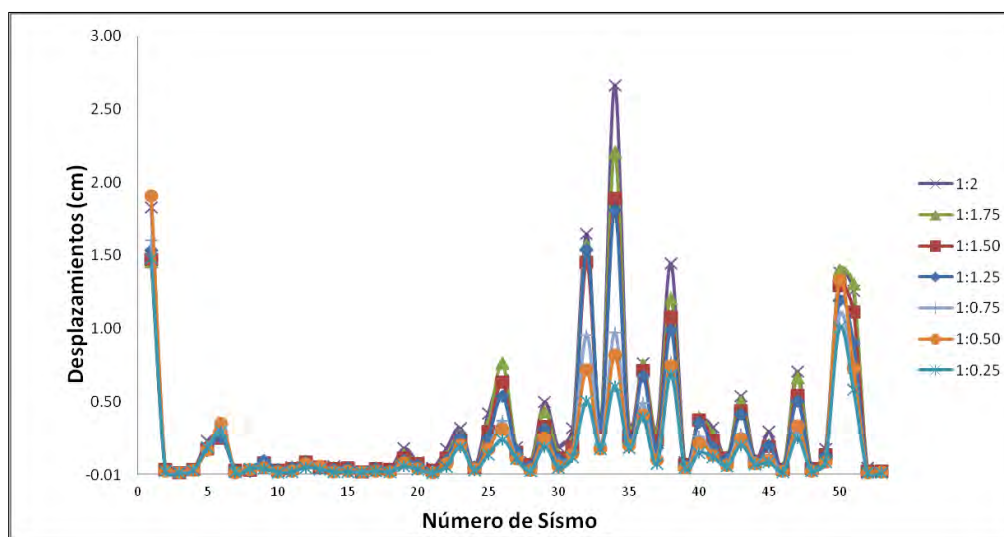


Figura 4.4 Variación de los desplazamientos en función del grado de irregularidad
Puente monolítico con número par de claros

En la figura 4.6 se presentan las variaciones de las diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles, para el modelo monolítico con un número par de claros. De arriba abajo, en esta figura están los modelos con relación de longitud claro central / claro extremo de 1:2, 1:1.75, 1:1.5 y 1:1.25 (color azul, rojo, naranja y violeta), y los modelos con relación de claro en decrementos de 1:0.75, 1:0.50 y 1:0.25 (colores

verdes y azul claro). En esta figura se puede observar que a mayor cambio en la longitud del claro extremo, con respecto al claro central, mayor dispersión se presenta en los resultados; por ejemplo, para el modelo con una relación de claros 1:2 se observa un incremento máximo normalizado de desplazamientos del 51%.

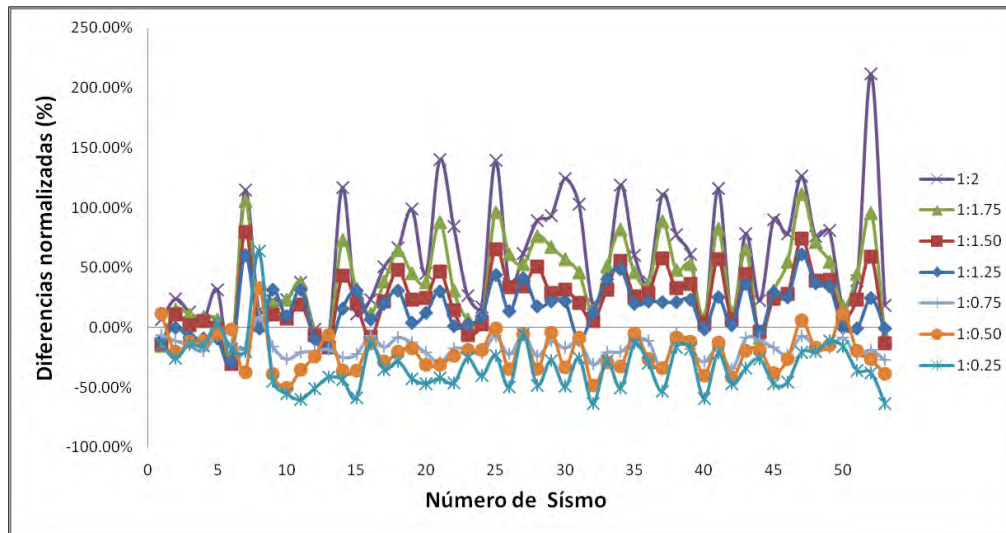


Figura 4.5 Variación de las diferencias normalizadas en desplazamientos
Puente monolítico con número par de claros

También, en la figura 4.6 se advierte que hay mayor dispersión en los resultados de los modelos irregulares donde la longitud del claro central se disminuye, más que en aquellos puentes donde ésta es mayor a la original; así, para el modelo monolítico par con relación de claros 1:0.25 el incremento es del 37% con respecto al modelo regular. Por tanto, se podría decir que los puentes con claros extremos mayores que los centrales tienen mayor rango de variación en sus respuesta y, por tanto, menor calidad en la predicción en el diseño y mayor vulnerabilidad.

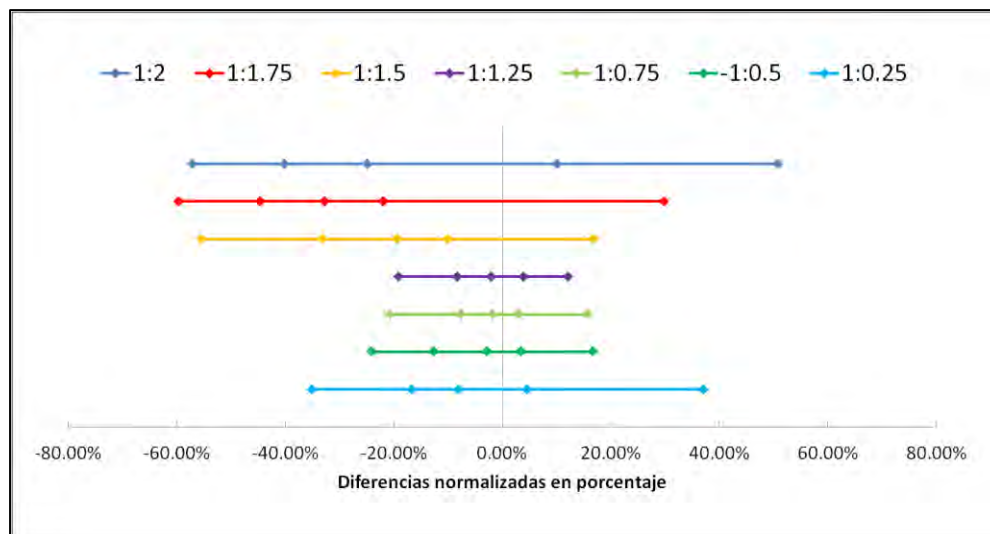


Figura 4.6 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente monolítico con número de claros par

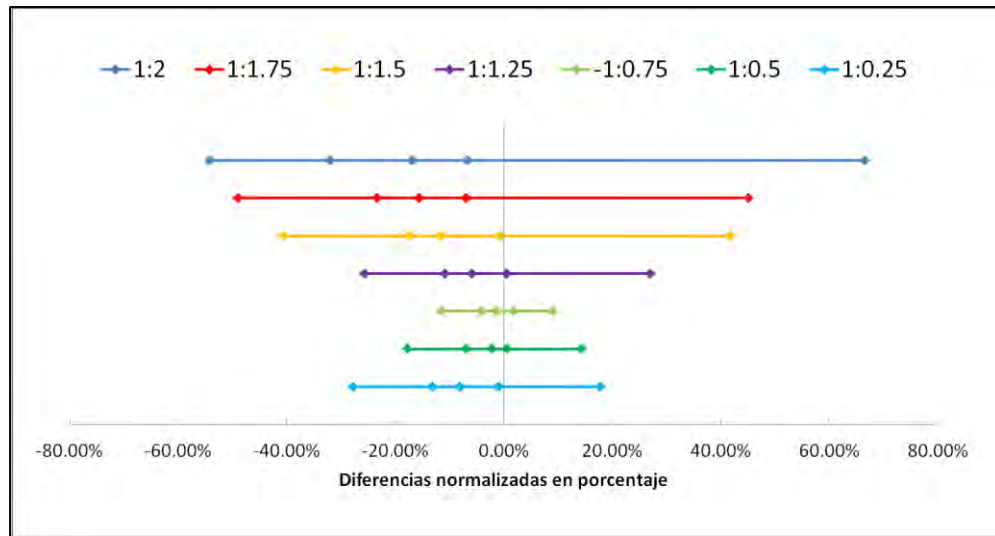


Figura 4.7 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente monolítico con número de claros non

En la figura 4.7 se presentan, con el mismo formato que en la figura 4.5, los cuartiles de los modelos de puentes monolíticos con número de claros non. En esta figura se observan tendencias similares a las descritas para la figura 4.6, aunque las dispersiones son mayores a las obtenidas para los mismos porcentajes de cambios en los modelos con número de claros par, es decir, para el modelo con relación de claros 1:2 los desplazamientos normalizados son del 67%, y 16% más que el modelo tipo par con la misma relación de claro central a claro extremo. Así, parece indicar que mientras más alejados estén los claros con diferente longitud, mayor dispersión se obtiene en los resultados, aunque son necesarios más estudios para confirmar estos comentarios.

4.2.2 Modelos simplemente apoyados

Para los puentes simplemente apoyados también se obtuvieron las diferencias normalizadas de los desplazamientos (ecuación 4.1) y éstas se organizaron por cuartiles. En las figuras 4.8 y 4.9 se presentan dichos cuartiles para los modelos con número de claros par y non, respectivamente. En la figura 4.8 se observa que para los mismos porcentajes de cambio, en los modelos con número de claros par, hay mayor dispersión en los puentes irregulares donde se incrementa la longitud del claro extremo, en comparación con disminuirla.

En la figura 4.9 se observan resultados similares, aunque las dispersiones con respecto al modelo regular son mayores. Cuando se incrementa la longitud del claro extremo un 100% se pueden generar cambios importantes en las propiedades dinámicas de los puentes, por lo que las respuestas muestran grandes variaciones, hay casos para los cuales se registran pequeñas dispersiones y otros dónde estos valores son importantes, como se deduce de observar las figuras 4.8 y 4.9.

En general, no se observan grandes variaciones al comparar las diferencias normalizadas de las respuestas de modelos monolíticos y simplemente apoyados. Para los modelos con número de claros par, en general hay similar dispersión en los monolíticos al igual que en los modelos tipo non, aunque las diferencias son mayores. Entonces, al analizar la influencia de la irregularidad de la superestructura se puede decir que no influye el tipo de puente, similar a lo obtenido por Gómez y Salas (2012), quienes concluyeron que el tipo de puente no tenía importancia al analizar la influencia de la irregularidad de la subestructura.

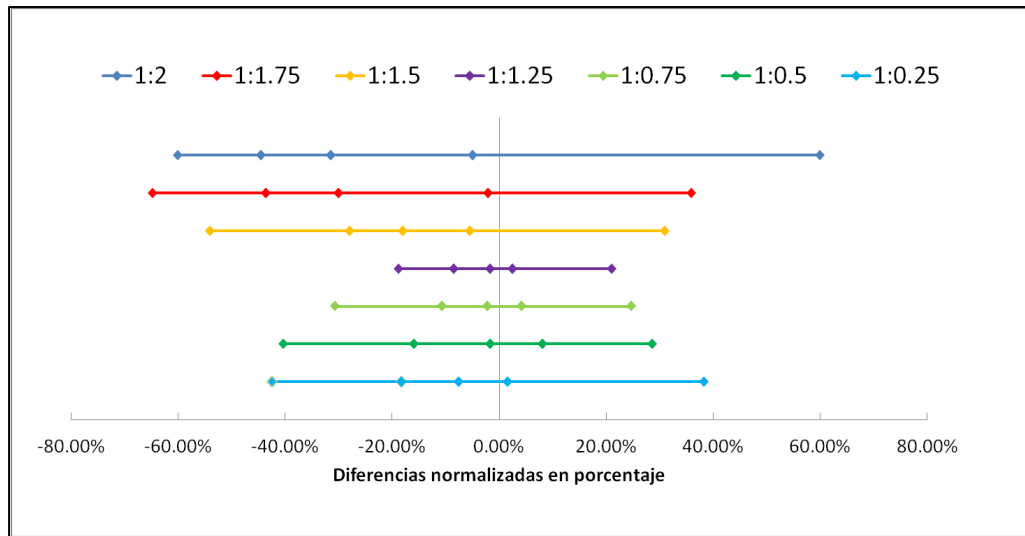


Figura 4.8 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente simplemente apoyado con número de claros par

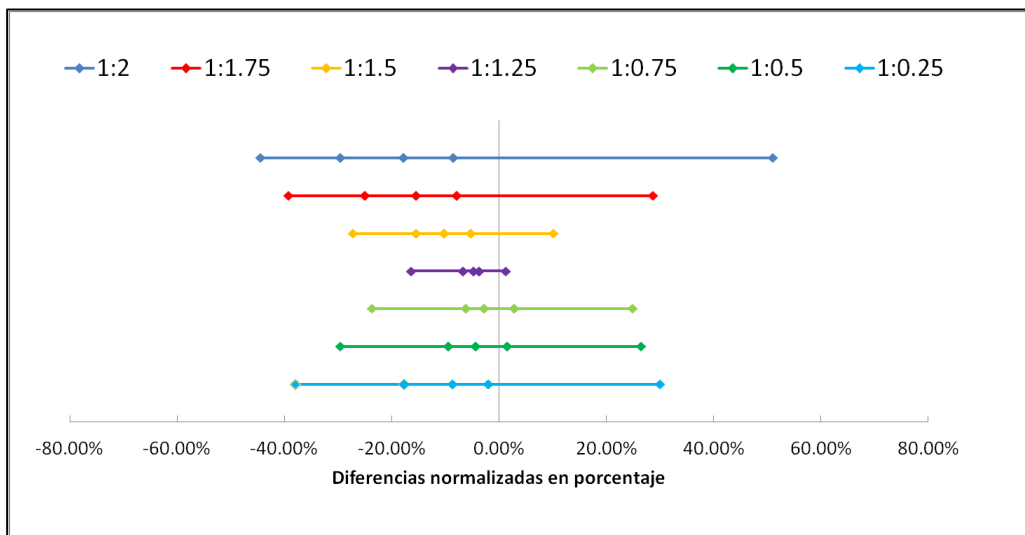


Figura 4.9 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente simplemente apoyado con número de claros non

4.2.3 Modelos continuos

Para el tercer modelo de puentes, los modelos continuos, también se obtuvieron las diferencias normalizadas de los desplazamientos (ecuación 4.1) y éstas se organizaron por cuartiles. En las figuras 4.10 y 4.11 se presentan dichos cuartiles para los modelos con número de claros par y non, respectivamente. En la figura 4.10 se observa que para las mismas relaciones de claro central a claro extremo, en los modelos con número de claros par hay mayor dispersión en los puentes irregulares donde se incrementa la longitud del claro extremo, en comparación con disminuirla, sobre todo para los modelos con relaciones 1:2 y 1:1.75. En la figura 4.11 se observan resultados similares, es decir las dispersiones con respecto al modelo regular son mayores. Cuando se incrementa la longitud del claro extremo un 100% se pueden generar cambios

importantes en las propiedades dinámicas de los puentes, por lo que las respuestas muestran grandes variaciones, como se deduce de observar las figuras 4.10 y 4.11.

En general no se observan grandes variaciones al comparar las diferencias normalizadas de las respuestas de modelos monolíticos, simplemente apoyados y continuos. Para los modelos con número de claros par, en general, hay menor dispersión en los simplemente apoyados (60%), posteriormente en los modelos monolíticos (51%) y por último en los continuos (38%), mientras que para los modelos tipo non se presentan mayores dispersiones en los modelos continuos (69%), posteriormente en los monolíticos (67%) y finalmente en los simplemente apoyados (52%). Por lo tanto, se reitera que no influye el tipo de puente en la respuesta de los modelos analizados.

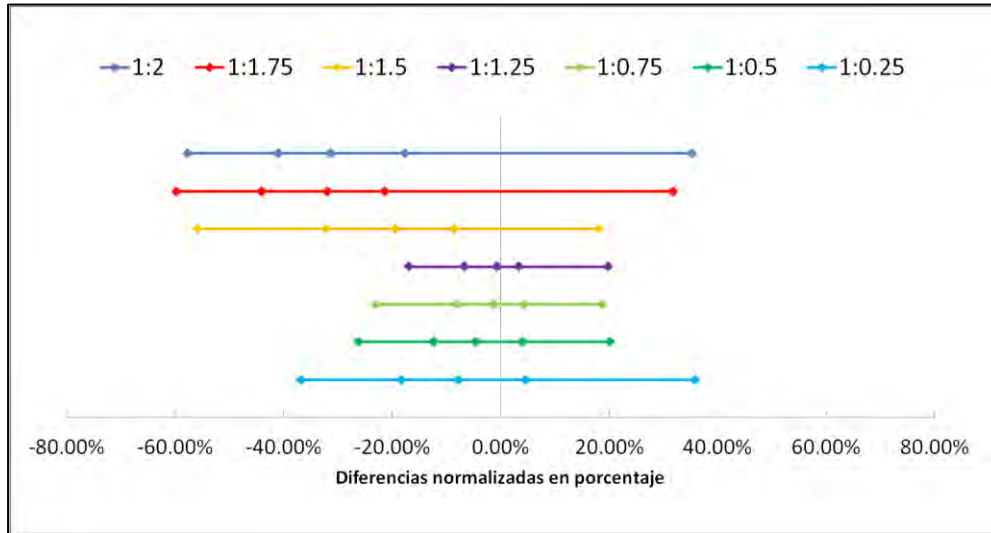


Figura 4.10 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente continuo con número de claros par

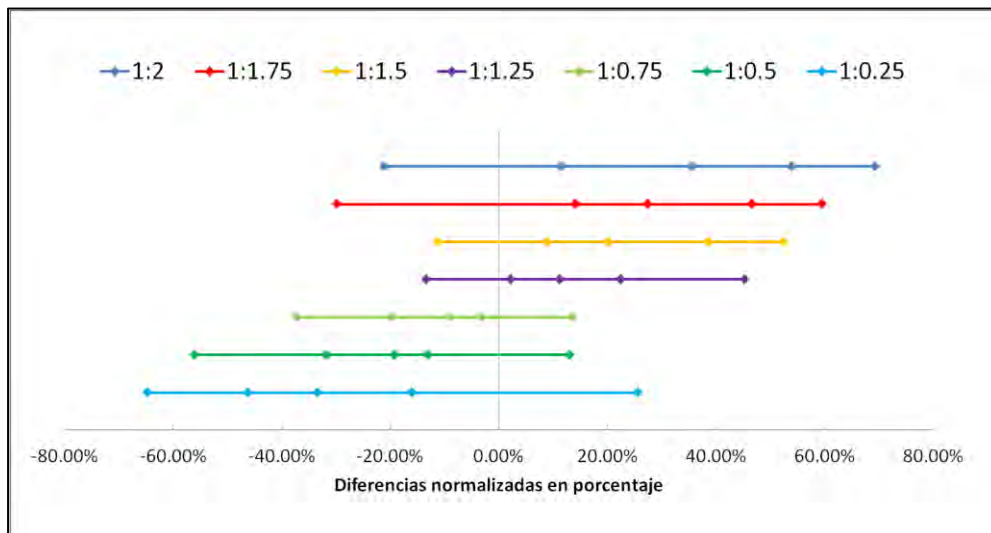


Figura 4.11 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente continuo con número de claros non

4.3 Resultados de los análisis con variación de las curvaturas de los puentes

4.3.1 Modelos curvos monolíticos

Al igual que en los modelos con irregularidad en la relación este tipo de puente se analizó como un sistema rígido, para asignar la condición correspondiente a un puente monolítico la unión entre la subestructura y la superestructura fue integrada como una unidad, es decir, no existen grados de libertad en esta unión. En la figura 4.2 se presentan las diferencias normalizadas de los desplazamientos máximos en el nodo central de los puentes tipo monolíticos, con cuatro claros.

Para obtener tendencias de la influencia de la irregularidad de la superestructura por cambios en la curvatura de los puentes, los resultados de los análisis elásticos se agruparon por cuartiles, esto es, se organizaron las respuestas de menor a mayor y se determinaron las respuestas que representaban el 25%, 50%, 75% y 100% de los valores de los cuatro cuartiles.

En las gráficas siguientes se muestran los resultados obtenidos de los cuartiles, donde en el eje horizontal se indican los porcentajes de las diferencias normalizadas de desplazamientos y dónde cada línea representa un modelo con cierta irregularidad; los marcadores de cada línea son los cuartiles respectivos.

En la figura 4.12 se presentan las variaciones de las diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles, para el modelo monolítico con un número par de claros. De abajo arriba, en esta figura están los modelos con curvatura de 30°, 60°, 90°, 120°, 150° y 180° (azul claro, verde, verde claro, violeta, naranja y rojo). En esta figura se puede observar que a mayor incremento en la curvatura de los modelos, con respecto al modelo regular (modelo sin curvatura), mayor dispersión se presenta en los resultados hasta el modelo con curvatura de 90°, es decir, para el modelo con una curvatura de 30° se observa un incremento normalizado de desplazamientos del 18% y así sucesivamente hasta el modelo de 90°, donde se presenta la máxima respuesta normalizada, la cual es de 68%. También, en la figura 4.13 se advierte que hay similar dispersión en los resultados de los modelos con curvaturas mayores a 90°, es decir, la línea que representa los desplazamientos normalizados no cambian de forma significativa su rango para modelos con curvatura mayor a 90°. Sin embargo, los desplazamientos máximos normalizados progresivamente van disminuyendo, es decir, para el modelo con curvatura de 180° los desplazamientos normalizados son del orden del 21%, lo que indica una disminución con respecto al modelo con curvatura de 90°. Esto se debe a la geometría del modelo, aunque son necesarios más estudios para ver que características del puente son las que influyen.

Por otro lado, en la misma figura se observa que los desplazamientos normalizados en la parte negativa se van alejando mas del origen, lo que indica que a mayor curvatura existen desplazamientos negativos (los desplazamientos hacia el punto origen del puente) van disminuyendo, para explicar esto se hará el siguiente ejemplo.

El modelo con curvatura de 90° presento el desplazamiento mínimo de 0.00052 m, provocado por el sismo 7; en el modelo regular el mismo sismo provoco un desplazamiento de 0.001577 m, para conocer el desplazamiento normalizado se sustituye en la ecuación 4.1 como a continuación se muestra:

$$D_{iff}(\%) = \frac{0.00052 - 0.001577}{0.001577}(100) = -67\%$$

Lo que indica que para algunos desplazamientos, entre mayor sea la curvatura estos disminuyen. Por tanto, se podría decir que los puentes con curvatura de 90° tienen mayor rango de variación en su respuesta y, por tanto, menor calidad en la predicción en el diseño.

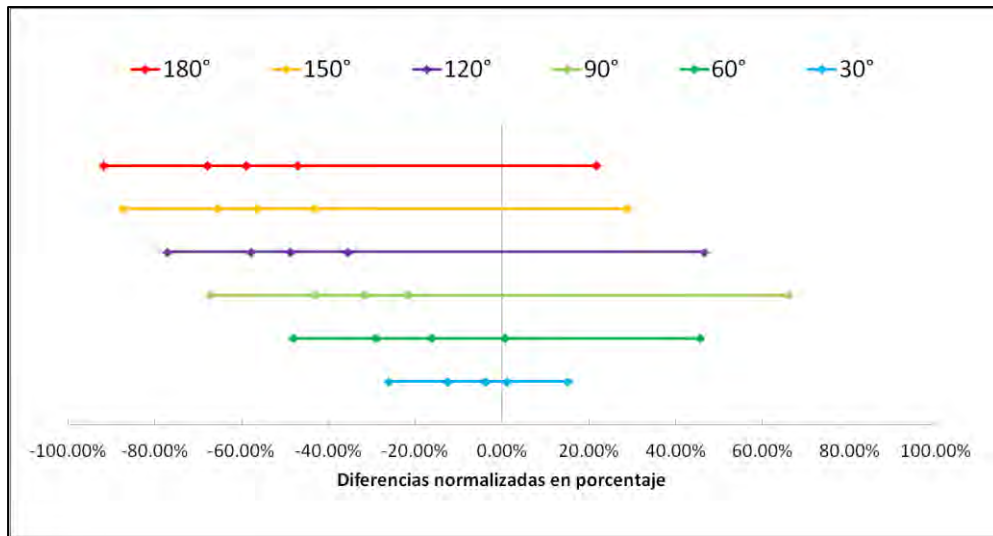


Figura 4.12 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente curvo monolítico con número de claros par

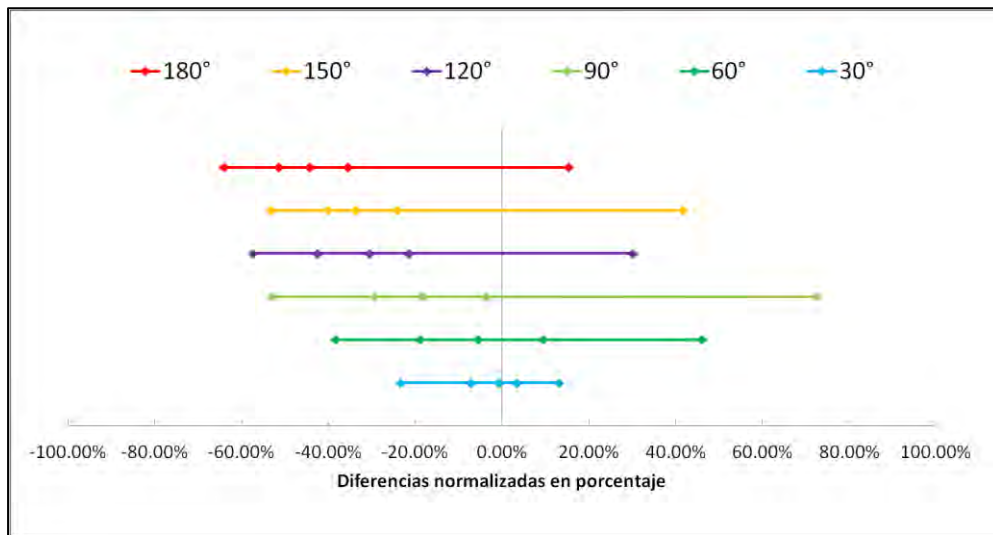


Figura 4.13 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente curvo monolítico con número de claros non

En la figura 4.13 se presentan, con el mismo formato que en la figura 4.12, los cuartiles de los modelos de puentes monolíticos con número de claros non. En esta figura se observan tendencias similares a las descritas para la figura 4.12, de hecho, las dispersiones son solo un poco menores a las obtenidas para los mismos porcentajes de cambios en los modelos con número de claros par, es decir, para el modelo con curvatura de 90° los desplazamientos normalizados son del 78%, 1% mayor que para el mismo modelo con numero de claros par. Sin embargo, para curvaturas mayores a 90° no existe una tendencia clara en el modelo tipo non, a diferencia del modelo tipo par.

4.3.2 Modelos curvos continuos

Para este tipo puentes se considera la unión entre la superestructura no como una unidad, es decir, se libera la rotación en el extremo de la pila, provocando que no se transmita momento de la cubierta a las pilas, de los modelos continuos también se obtuvieron las diferencias normalizadas de los desplazamientos (ecuación 4.1) y éstas se organizaron por cuartiles. En las figuras 4.14 y 4.15 se presentan dichos cuartiles para los modelos con número de claros par y no, respectivamente. En la figura 4.14 se observa que para las mismas relaciones de claro central a claro extremo, en los modelos con número de claros no hay mayor dispersión en los puentes irregulares donde la curvatura es de 90° , para el modelo par existe una diferencia del 61%, mientras que para el modelo tipo no la diferencia es 72%. Así mismo, se observa que en ambos modelos con curvatura de 90° la dispersión disminuye si la curvatura disminuye o aumenta. Por lo tanto, cuando se tiene una curvatura de 90° se pueden generar cambios importantes en las propiedades dinámicas de los puentes, ya que las respuestas muestran grandes variaciones.

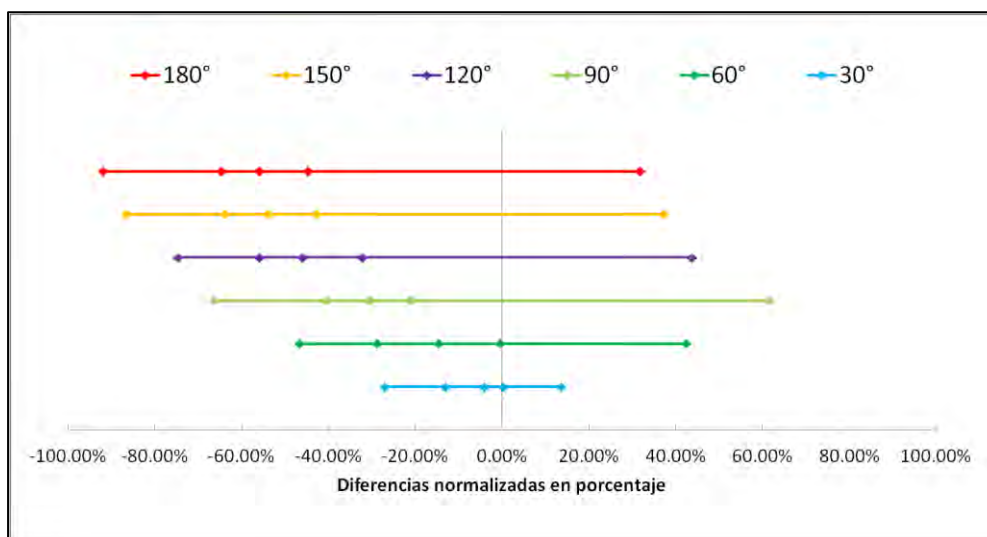


Figura 4.14 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente curvo continuo con número de claros par

En general no se observan grandes diferencias al comparar las diferencias normalizadas de las respuestas de modelos monolíticos (63% máximo en el modelo tipo par y 72% máximo en el tipo no) y continuos (61% máximo en el tipo par y 72% máximo en el tipo no). Para los modelos con número de claros par, en general, hay mayor dispersión, sin embargo, existen modelos noes que presenta mayor variación, por ejemplo, el modelo monolítico con curvatura de 150° tipo no presenta una diferencia de 41%, esto es 13% más que el modelo tipo par.

De los modelos curvos continuos y monolíticos con número de claros par, podemos observar que en la región negativa presentan una tendencia similar, esto es una diferencia normalizada negativa del -90%, mientras que para los tipos noes se observa del -60%. Por lo tanto, se reitera que no influye el tipo de puente en la respuesta de los modelos analizados.

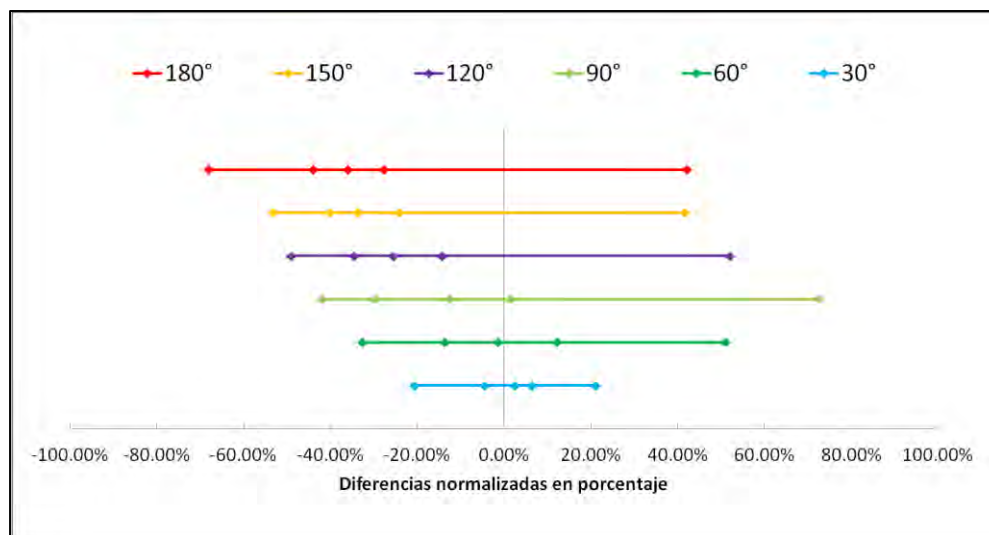


Figura 4.15 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente curvo continuo con número de claros non

4.4 Líneas de tendencia

De las graficas mostradas anteriormente de desplazamientos, se observa que al incrementar la relación de longitud de claro central a claro extremo, las diferencias normalizadas aumentan. Del mismo modo, esta tendencia se observa cuando se disminuye la relación de claro central a claro extremo. Así mismo se puede concluir que las diferencias máximas en desplazamiento, respecto al modelo regular, no presenta una tendencia lineal, sino que se aproxima a una función cuadrática.

En la figura 4.16 se presenta la grafica de distribución por cuartiles de los desplazamientos en el nodo central del modelo monolítico tipo par, con diferente variación en la relación de longitud claro central a claro extremo. En la misma grafica, se muestra la función cuadrática que se aproxima a las diferencias normalizadas positivas y a las diferencias normalizadas correspondiente a la media para diferentes irregularidades en la superestructura.

Las funciones cuadráticas mostradas en la figura 4.16, describe la relación de los desplazamientos máximos positivos y medios, donde el término I_d es la diferencia máxima normalizada en porcentaje, I_m es la diferencia media normalizada en porcentaje y el parámetro r_c es la relación de claro central a claro extremo. Mediante ajustes similares, en la tabla 4.5 y 4.6 se muestran las funciones cuadráticas para los distintos modelos analizados en este trabajo. Como se puede observar en la tabla 4.5, las funciones cuadráticas presentan un comportamiento similar para los modelos tipo par, mientras que para los modelos tipo non presentan mayor variación. De forma similar, en la tabla 4.6, las funciones cuadráticas presentan una mayor variación entre los modelos tipo non. Con estas líneas de tendencias se busca resumir la variación calculada de la respuesta para varias condiciones de irregularidad de la superestructura.

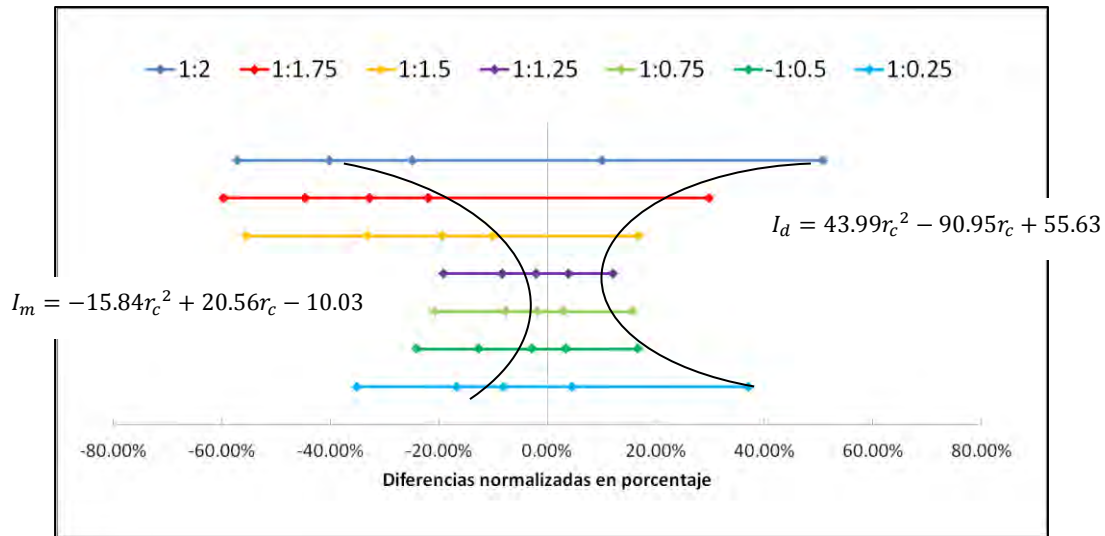


Figura 4.16 Distribución por cuartiles de los desplazamientos en el nodo central del modelo monolítico tipo par, con función cuadrática que relaciona los desplazamientos máximos y medios

En la figura 4.16 se muestra la distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central para el puente curvo monolítico tipo par, en esta gráfica se observa que los desplazamientos máximos positivos se pueden aproximar mediante una función cuadrática de signo contrario a las funciones de los modelos con diferente relación de claros. La variación de los datos medios se puede aproximar mediante una función lineal.

Tabla 4.5 Funciones cuadráticas de desplazamientos máximos normalizados positivos

Modelo	Función cuadrática para desplazamiento máximo normalizado de los modelos tipo par
Monolítico	$I_d = 43.99r_c^2 - 90.95r_c + 55.63$
Simplemente Apoyado	$I_d = 36.26r_c^2 - 71.68r_c + 55.22$
Continuo	$I_d = 24.46r_c^2 - 52.44r_c + 44.63$
Función cuadrática para desplazamiento máximo normalizado de los modelos tipo non	
Monolítico	$I_d = 25.81r_c^2 - 29.47r_c + 22.02$
Simplemente Apoyado	$I_d = 44.81r_c^2 - 95.73r_c + 58.80$
Continuos	$I_d = 15.68r_c^2 - 3.35r_c + 17.30$

I_d = Desplazamiento máximo normalizado (%)

r_c = Relación de claro central a claro extremo (adimensional)

Para la función cuadrática el término I_d es el desplazamiento máximo normalizado en porcentaje, en la función lineal, el término I_m es el desplazamiento medio normalizado en porcentaje y el parámetro c es la curvatura de dicho modelo.

En la tabla 4.7 y 4.8 se muestran las funciones cuadráticas y lineales respectivamente para los distintos modelos analizados en este trabajo.

Tabla 4.6 Funciones cuadráticas de desplazamientos medios normalizados

Modelo	Función cuadrática para desplazamiento medio normalizado de los modelos tipo par
Monolítico	$I_m = -15.84r_c^2 + 20.56r_c - 10.03$
Simplemente Apoyado	$I_m = -20.84r_c^2 + 30.03r_c - 12.67$
Continuo	$I_m = -21.49r_c^2 + 31.58r_c - 13.87$
Función cuadrática para desplazamiento medio normalizado de los modelos tipo non	
Monolítico	$I_m = -9.90r_c^2 + 14.57r_c - 8.82$
Simplemente Apoyado	$I_m = -11.58r_c^2 + 19.29r_c - 11.73$
Continuos	$I_m = -7.18r_c^2 + 54.89r_c - 46.03$

I_m = Desplazamiento medio normalizado (%)

r_c = Relación de claro central a claro extremo (adimensional)

En la tabla 4.7, las funciones cuadráticas presentan un comportamiento similar para los modelos tipo par y para los modelos tipo non, lo que implica mayor certeza en la predicción del comportamiento sísmico del puente. En la tabla 4.8 se observa que las funciones lineales para los desplazamientos medios normalizados de los modelos tipo par no presentan grandes variaciones, sin embargo, para los modelos tipo non, el comportamiento de las funciones es más disperso.

Tabla 4.7 Funciones cuadráticas de desplazamientos máximos normalizados positivos

Modelo	Función cuadrática para desplazamiento máximo normalizado de los modelos tipo par
Monolítico	$I_d = -0.007c^2 + 1.38c - 15.55$
Continuo	$I_d = -0.005c^2 + 1.2c - 13.11$
Función cuadrática para desplazamiento máximo normalizado de los modelos tipo non	
Monolítico	$I_d = -0.007c^2 + 1.44c - 18.31$
Continuos	$I_d = -0.005c^2 + 1.2c - 4.61$

I_d = Desplazamiento máximo normalizado (%)

c = curvatura (adimensional)

Tabla 4.8 Funciones cuadráticas de desplazamientos medios normalizados

Modelo	Función cuadrática para desplazamiento medio normalizado de los modelos tipo par
Monolítico	$I_m = -0.39c^2 - 5.34$
Continuo	$I_m = -0.37c - 5.14$
Función cuadrática para desplazamiento medio normalizado de los modelos tipo non	
Monolítico	$I_m = -0.30c - 9.37$
Continuos	$I_m = -0.29c + 12.5$

I_m = Desplazamiento medio normalizado (%)

c = curvatura (adimensional)

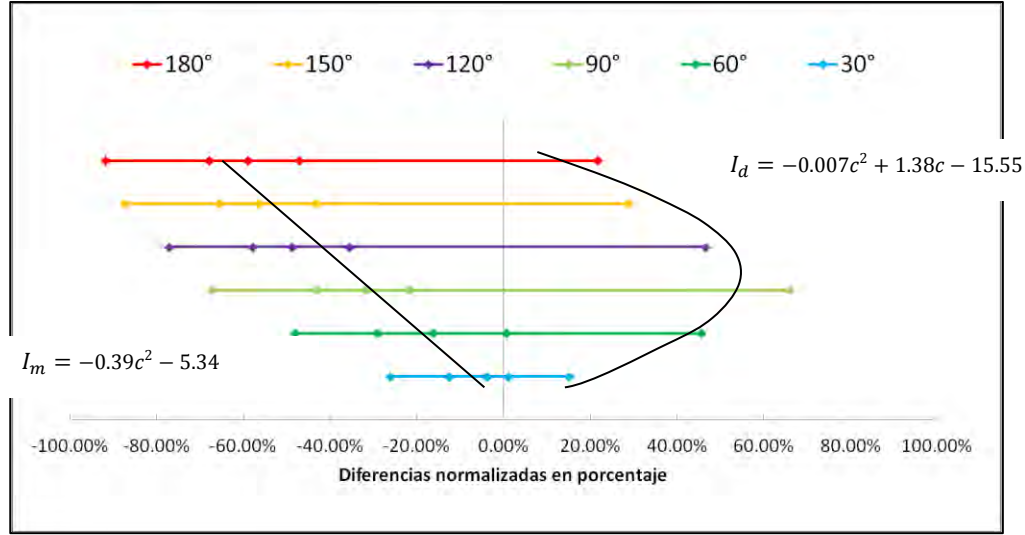


Figura 4.17 Distribución por cuartiles de los desplazamientos en el nodo central del modelo monolítico tipo par con diferente curvatura, con función cuadrática y lineal que relaciona los desplazamientos máximos y medios respectivamente

4.5 Parámetros puntuales

En esta sección se muestran los valores de la media (μ), obtenidos de los 53 valores calculados para cada modelo en estudio, con la finalidad de observar si los desplazamientos de cada modelo presentan un patrón. De forma similar, se ha obtenido como medida de dispersión la desviación estándar (σ), con la finalidad de analizar si los datos analizados presentan algún comportamiento específico. Por último, se calcula de éstos el coeficiente de variación (CV), esto con la finalidad de comparar los resultados de los diferentes tipos de puentes. Los parámetros antes mencionados son mostrados en la tabla 4.9 para los modelos tipo par y en la tabla 4.10 para los modelos tipo non, ambas con variaciones de la longitud de los claros extremos con respecto a la longitud del central. De forma similar, en las tablas 4.11 y 4.12 se presentan los valores obtenidos de los modelos con diferente irregularidad en curvatura.

Tabla 4.9 Media, desviación estándar y coeficientes de variación para los modelos tipo par

Modelo	Parámetro	Relación de claro central a claro extremo						
		1:0.25	1:0.5	1:0.75	1:1.25	1:1.5	1:1.75	1:2
Monolítico	μ	-0.0577	-0.0362	-0.0146	-0.0112	-0.1970	-0.3008	-0.3129
	σ	0.1609	0.1053	0.0756	0.0956	0.1728	0.2006	0.1346
	CV	-2.7903	-2.9045	-5.1751	-8.5000	-0.8774	-0.6672	-0.4301
Simplemente apoyado	μ	-0.0747	-0.0171	-0.0245	-0.0232	-0.1629	-0.0245	-0.3218
	σ	0.1564	0.1859	0.1256	0.0809	0.1862	0.2099	0.1426
	CV	-2.0942	-10.8897	-5.1170	-3.4942	-1.1433	-8.5548	-0.4431
Continuo	μ	-0.0584	-0.0347	-0.0116	-0.0073	-0.1887	-0.2942	-0.3086
	σ	0.1662	0.1125	0.0845	0.0853	0.1715	0.2049	0.1399
	CV	-2.8433	-3.2407	-7.2651	-11.6260	-0.9088	-0.6963	-0.4536

En las tablas 4.9 a 4.12 se observa la variación de forma puntual en los parámetros de media (μ), desviación estándar (σ) y coeficiente de variación (CV), para diferentes condiciones de la irregularidad de la superestructura por cambios de la longitud de los claros o por curvatura.

En las tablas 4.9 y 4.10 se observa que cuando se incrementa la longitud del claro extremo, con respecto a la longitud del claro central, los valores medios crecen, aunque no de forma proporcional. Si esta longitud decrece también disminuyen los valores medios, Las dispersiones son variables, pero siempre menores a 0.19. Finalmente, se observa que hay variación entre las medias, desviaciones estándar y coeficientes de variación entre modelos simplemente apoyados, continuos y monolíticos, pero estas diferencias no son importantes. Así mismo, los coeficientes de variación presentan gran dispersión dependiendo si el modelo es monolítico, simplemente apoyado o continuo.

Para puentes con irregularidad por curvatura, se observa cómo crece el valor medio de las diferencias normalizadas al aumentar la curvatura del puente, en general más pronunciado para curvaturas de 60° a 180°, en modelos con número de claros par y non. En cuanto a la dispersión, tanto para puentes con número de claros non como par, las desviaciones estándar de los resultados son muy similares para todas las condiciones de curvatura analizadas, excepto para una curvatura del 30°, que es el modelo menos irregular. En las tablas 4.11 y 4.12 se verifica que hay poca variación en los resultados de modelos monolíticos y continuos.

Tabla 4.10 Media, desviación estándar y coeficiente de correlación para los modelos tipo non

Modelo	Parámetro	Relación de claro central a claro extremo						
		1:0.25	1:0.5	1:0.75	1:1.25	1:1.5	1:1.75	1:2
Monolítico	μ	-0.0691	-0.0227	-0.0104	-0.0451	-0.0451	-0.1296	-0.1725
	σ	0.0957	0.0667	0.0473	0.0895	0.1604	0.1892	0.1819
	CV	-1.3831	-2.9414	-4.5144	-1.9833	-3.5553	-1.4599	-1.0541
Simplemente apoyado	μ	-0.0817	-0.0357	-0.0147	-0.0529	-0.0993	-0.1428	-0.1591
	σ	0.1429	0.1238	0.1022	0.0291	0.0761	0.1375	0.1865
	CV	-1.7480	-3.4650	-6.9490	-0.5483	-0.7666	-0.9626	-1.1724
Continuo	μ	-0.0587	-0.0288	-0.0063	-0.0627	-0.2213	-0.2541	-0.2111
	σ	0.0762	0.0573	0.0528	0.0837	0.1236	0.1651	0.0774
	CV	-1.2973	-1.9920	-8.3333	-1.3353	-0.5569	-0.6498	-0.3668

Tabla 4.11 Media, desviación estándar y coeficiente de correlación para los modelos con diferente curvatura tipo par

Modelo	Parámetro	Relación de claro central a claro extremo					
		30°	60°	90°	120°	150°	180°
Monolítico	μ	-0.0511	-0.1346	-0.2822	-0.4217	-0.5136	-0.5476
	σ	0.0934	0.2026	0.2471	0.2399	0.2123	0.1993
	CV	-1.8472	-1.5063	-0.9078	-0.5691	-0.4134	-0.3639
Continuo	μ	-0.0574	-0.1342	-0.2586	-0.3985	-0.4828	-0.5069
	σ	0.0912	0.1948	0.2390	0.2397	0.2199	0.2096
	CV	-1.5909	-1.4519	-0.9246	-0.6016	-0.4551	-0.4136

Tabla 4.12 Media, desviación estándar y coeficiente de correlación para los modelos con diferente curvatura tipo non

Modelo	Parámetro	Relación de claro central a claro extremo					
		30°	60°	90°	120°	150°	180°
Monolítico	μ	-0.0189	-0.0438	-0.1452	-0.2785	-0.2911	-0.4132
	σ	0.0778	0.1876	0.2309	0.2040	0.1777	0.1463
	CV	-4.1250	-4.5134	-1.5898	-0.7326	-0.6090	-0.3541
Continuo	μ	0.0162	0.0004	-0.0989	-0.2085	-0.2911	-0.3245
	σ	0.0849	0.1847	0.2216	0.2032	0.1773	0.1783
	CV	5.2552	470.3744	-2.2398	-0.9745	-0.6090	-0.5494

Capítulo V. Comentarios finales

5.1 Comentarios finales

Las estructuras irregulares tienen comportamientos más complejos, por lo que requieren mayor atención en procesos de análisis, diseño, inspección y mantenimiento. Normalmente la irregularidad estructural se asume en códigos y métodos de inspección mediante un número reducido de parámetros y de forma muy subjetiva, por lo que es necesario ampliar el conocimiento del comportamiento sísmico de estos sistemas.

En este trabajo se muestra el análisis paramétrico de puentes tipos viaducto divididos en dos grupos, el primero con irregularidad en la superestructura, en forma de variación de las longitudes de los claros. Los puentes analizados contemplan estructuras con cuatro y cinco claros, monolíticos, simplemente apoyados y continuos. La irregularidad se logra cambiando la longitud de los claros extremos en porcentajes de +25%, +50%, +75%, +100%, -25%, -50%, y -75%, con respecto a la longitud de los claros centrales. El segundo grupo, con irregularidad en la curvatura de la superestructura, en modelos tipo par y tipo non de modelos monolíticos y continuos. Los grados de curvatura son 30°, 60°, 90°, 120°, 150° y 180°, en estos modelos la longitud de los claros ha permanecido constante.

Todos los modelos fueron sometidos a una base de 53 acelerogramas registrados en los estados de Colima, Guerrero y Michoacán. De análisis elásticos se determinan las respuestas máximas en forma de desplazamientos en el nodo central. Con estos valores se definen las diferencias normalizadas entre las respuestas de modelos regulares e irregulares, con los cuales se determina estadística básica. Las diferencias normalizadas de cada modelo irregular, y para todos los sismos, se organizan de mayor a menor para obtener los cuatro cuartiles, los cuales se grafican para buscar tendencias del comportamiento de puentes irregulares.

De la comparación de la respuesta de modelos con número de claros par, se observan mayores cambios al aumentar la longitud del claro extremo, más que al disminuirla. También, la menor y mayor diferencia se produce en puentes simplemente apoyados. Para los modelos con número de claros non, también hay mayores diferencias cuando se incrementa la longitud del claro central, que al disminuirla; en los modelos continuos se presenta la mayor y menor variación.

Al analizar las gráficas de los cuartiles de las diferencias normalizadas de desplazamientos máximos es posible definir tendencias de comportamiento, de forma similar a los análisis de puentes con subestructura irregular (Gómez y Salas, 2012). De lo anterior se pueden desprender los comentarios siguientes:

- A mayor cambio en la longitud del claro extremo, en comparación con la longitud del claro central, mayor dispersión se presenta en las diferencias normalizadas de desplazamientos máximos.
- Se presenta una mayor dispersión y mayores diferencias normalizadas en los modelos tipo non.

- En puentes tipo par monolítico y simplemente apoyado se advierte que hay mayor dispersión en las diferencias normalizadas más que en el modelo continuo, aunque las diferencias son pequeñas.
- Para puentes monolíticos y continuos con número de claros non, es también válido el comentario anterior, aunque las dispersiones son mayores a las obtenidas para los mismos porcentajes de cambios en los modelos con número de claros par.
- Para puentes simplemente apoyados las mayores dispersiones se registran en los puentes irregulares donde se incrementa la longitud del claro extremo, en comparación con disminuirla. Cuando el número de claros es non, al igual que para puentes monolíticos, hay mayor dispersión en las diferencias normalizadas de desplazamientos máximos.
- Cuando se incrementa la longitud del claro extremo un 100% se pueden generar cambios importantes en las propiedades dinámicas de los puentes, por lo que las respuestas muestran grandes variaciones.
- Para los modelos con número de claros par, en general hay más dispersión en los puentes monolíticos y simplemente apoyados. Sin embargo, para los modelos con número de claros non, las mayores dispersiones son para los puentes monolíticos y los continuos. Sin embargo, las variaciones entre los diferentes modelos son pequeñas, por lo que, la tipología del puente no tiene injerencia en el comportamiento de puentes con irregularidad en la superestructura.
- Los desplazamientos máximos normalizados de los modelos tipo par y tipo non en las tres tipologías analizadas, pueden aproximarse mediante una función cuadrática. Con estas funciones se busca resumir la variación calculada de la respuesta para varias condiciones de irregularidad de la superestructura.
- Las funciones cuadráticas presentan un comportamiento similar para los modelos tipo par, mientras que para los modelos tipo non presentan mayor variación.
- Las funciones cuadráticas presentan una mayor variación entre los modelos tipo non.
- Fueron calculados los valores de la media (μ), desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación (CV), obtenidos de los 53 valores calculados para cada modelo en estudio, con la finalidad de observar si los desplazamientos de cada modelo presentan un patrón.
- Cuando se incrementa la longitud del claro extremo, con respecto a la longitud del claro central, los valores medios crecen, aunque no de forma proporcional.
- Para los modelos con irregularidad en la relación de claros, la desviación estándar es variable, pero siempre menores a 0.19.
- Hay variación entre las medias, desviaciones estándar y coeficientes de variación entre modelos simplemente apoyados, continuos y monolíticos, pero estas diferencias no son significativas.

- Los coeficientes de variación presentan gran dispersión dependiendo si el modelo es monolítico, simplemente apoyado o continuo.
- Son necesarios mayores estudios para verificar los comentarios anteriores.

En los modelos con diferente curvatura, se presentan mayores dispersiones en desplazamientos máximos normalizados respecto a los modelos con irregularidad en la relación de claros.

En los puentes con irregularidad en curvatura se observa mayores diferencias normalizadas cuando la curvatura se incrementa hasta un ángulo máximo de 90° . Cuando el puente tiene curvaturas mayores a 90° , la respuesta disminuye. Este comportamiento se observa en los modelos monolíticos y continuos con número de claros par. Resultados similares se presentan en los modelos con número de claros non, aunque para el modelo monolítico no se observa que disminuya la respuesta en forma consistente cuando la curvatura es mayor a 90° .

De los resultados obtenidos se pueden realizar los siguientes comentarios:

- Todos los modelos presentan mayor respuesta en diferencias normalizadas de desplazamiento cuando la curvatura es de 90° .
- Una vez que la curvatura es mayor a 90° , la respuesta empieza a disminuir, sin embargo, se observa mayores dispersiones con curvaturas mayores a 90° que con curvaturas menores.
- Los modelos monolíticos y continuos con número de claros par muestran un comportamiento muy similar, a diferencia de lo que se muestra en los modelos tipo non.
- Cuando la curvatura de un puente es de 90° se pueden generar cambios importantes en las propiedades dinámicas de los puentes, por lo que las respuestas muestran grandes variaciones.
- No se estudian modelos curvos de puentes simplemente apoyados puesto que en éstos modelos se podrían generar fuerzas de tensión en la zona de apoyo entre la superestructura y la subestructura.
- En los modelos curvos hay rangos mayores entre el primer cuartil y el último, comparados con los modelos con variaciones de la longitud del claro extremo. Esto indicaría mayor variabilidad en las respuestas de modelos curvos, lo que llevaría a considerar que su comportamiento es menos predecible.
- Los desplazamientos máximos en el nodo centra para puentes curvos se pueden aproximar mediante una función cuadrática de signo contrario a las funciones de los modelos con diferente relación de claros.
- La variación de los datos medios se puede aproximar mediante una función lineal.
- Las funciones cuadráticas presentan un comportamiento similar para los modelos tipo par y para los modelos tipo non, lo que implica mayor certeza en la predicción del comportamiento sísmico del puente.

- Las funciones lineales para los desplazamientos medios normalizados de los modelos tipo par no presentan grandes variaciones, sin embargo, para los modelos tipo non, el comportamiento de las funciones es más disperso.
- Fueron calculados los valores de la media (μ), desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación (CV), obtenidos de los 53 valores calculados para cada modelo en estudio, con la finalidad de observar si los desplazamientos de cada modelo presentan un patrón.
- El valor medio de las diferencias normalizadas se incrementa al aumentar la curvatura del puente, en general más pronunciado para curvaturas de 60° a 180°, en modelos con número de claros par y non.
- La desviación estándar presenta mayor dispersión, tanto para puentes con número de claros non como par.
- Las desviaciones estándar de los desplazamientos normalizados son muy similares para todas las condiciones de curvatura analizadas, excepto para una curvatura del 30°, que es el modelo menos irregular.
- Hay poca variación las desviaciones estándar de modelos monolíticos y continuos.
- Los coeficientes de variación presentan gran dispersión dependiendo si el modelo es monolítico o continuo.
- Son necesarios mayores estudios para verificar los comentarios anteriores.

5.2 Recomendaciones para los métodos de inspección en puentes

A partir de los modelos y sismos empleados en este trabajo, se pueden desprender algunas recomendaciones para evaluación sísmica preliminar de puentes por irregularidad de la superestructura. Se propone considerar la relación de claro central a claro extremo o el grado de curvatura, dependiendo del caso.

Tabla 5.1 Categorización propuesta para diferentes relaciones de claro central a claro extremo

Parámetro	Categoría
Y ₃ Irregularidad en la superestructura	1.00 :Relación claro central a claro extremo 1:1
	3.30 : Relación claro central a claro extremo 1:0.25
	2.60 : Relación claro central a claro extremo 1:0.5
	2.40 : Relación claro central a claro extremo 1:0.75
	3.60 : Relación claro central a claro extremo 1:1.25
	4.00 : Relación claro central a claro extremo 1:1.5
	4.50 : Relación claro central a claro extremo 1:1.75
	5.00 : Relación claro central a claro extremo 1:2

En la tabla 5.1 se muestra el parámetro irregularidad de la superestructura por variación de los claros y en la tabla 5.2 se muestra este parámetro en función del grado de curvatura. En cada tabla se indican categorías de vulnerabilidad y sus pesos respectivos. Para realizar esta recomendación se analizaron los valores máximos de los tres modelos estudiados (monolíticos, continuos y simplemente apoyados) en sus dos configuraciones, los tipo par y los tipo non.

Tabla 5.2 Categorización propuesta para los diferentes ángulos de curvatura

<i>Parámetro</i>	<i>Categoría</i>
Y_3 Irregularidad en la superestructura	1.00 :Ninguna
	1.90 :Curvatura de 30°
	3.90 :Curvatura de 60°
	5.00 :Curvatura de 90°
	4.00 :Curvatura de 120°
	3.60 :Curvatura de 150°
	3.10 :Curvatura de 180°

Por ejemplo, una opción podría ser sustituir, el parámetro “Índice de irregularidad de la superestructura” en la tabla 2.9 y asignar dos renglones con las categorías y pesos descritas en las tablas 5.1 y 5.2 Estos valores siguen los criterios establecidos por el método SIPUMEX, con valores entre 0 y 5, siendo el último asociado a la categoría de estructura más susceptible a sismo. Debido a que hay mayor variabilidad en los modelos curvos se propondría que el parámetro relacionado tuviera un mayor peso.

5.3 Futuras líneas de investigación

El tipo de puentes empleado en la realización de esta tesis, es un modelo teórico tomado de la literatura. Se necesita una base de datos de configuraciones comunes para los puentes carreteros existentes en la zona del Pacífico mexicano, que con un procedimiento similar al empleado en esta tesis permita validar la influencia de la irregularidad en la superestructura en tipologías diferentes. Entre los modelos que son necesarios de evaluar, al tomar puentes de múltiples claros, es necesario investigar el comportamiento sísmico al variar la longitud de la calzada en relaciones de claros que no sean simétricas a cada extremo.

Aunque estudios previos han mostrado que análisis elásticos similares a los aquí realizados dieron tendencias parecidas a análisis no lineales de puentes con irregularidad en la subestructura, es necesario realizar análisis no lineales en la historia en el tiempo, de los modelos con irregularidad en la superestructura. De esta forma se puede obtener la respuesta en desplazamientos inelásticos, así como, fuerzas cortantes y momentos inelásticos, que contemplen los análisis no lineales mediante la caracterización de daño.

En los análisis que se realizaron en este trabajo se consideró la calzada de configuración tipo cajón, son necesarios mayores estudios para analizar el comportamiento de otro tipo de calzada.

El comportamiento sísmico de los modelos analizados, no toma en cuenta las cargas vivas, por lo tanto, son necesarios mayores estudios para analizar su influencia.

Anexo A

De forma similar a la metodología utilizada para la obtención de los desplazamientos en el punto C de la figura 3.4 a) y 3.4 b), se obtuvo los elementos mecánicos que actúan en la base de la misma columna; los elementos mecánicos obtenidos fueron: Fuerza Cortante en la dirección transversal al puente y Momento flexionante alrededor del eje x, (el sistema de referencia en la base de la columna es similar al que se muestra en la figura 3.12).

Con ayuda del programa SAP2000® v14 se obtuvieron los elementos mecánicos máximos y para normalizar los resultados se empleó la ecuación 4.1. Los resultados que se presentan son los del modelo monolítico con un número par de claros.

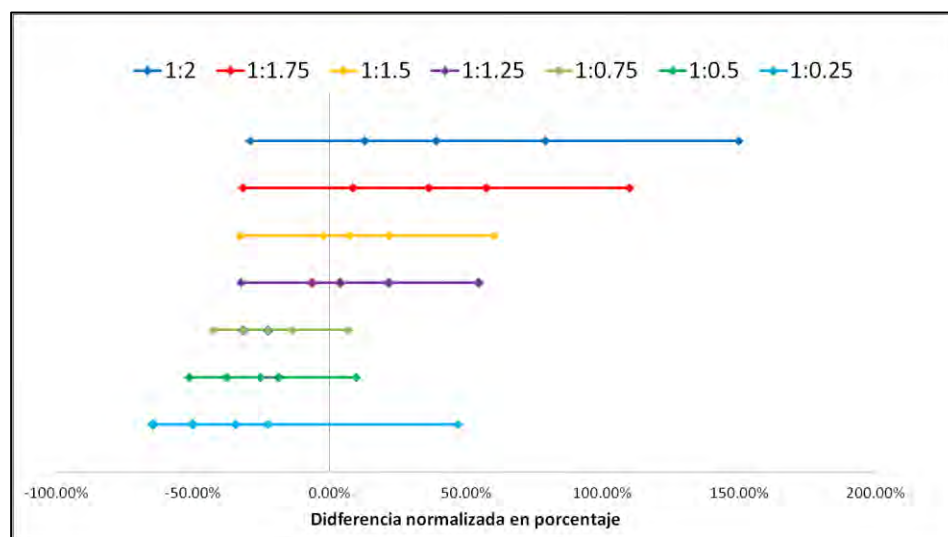


Figura A.1 Distribución por cuartiles de fuerza cortante en la base de la pila central.
Puente monolítico con número de claros par

En la figura A.1 se presentan las diferencias normalizadas de los elementos mecánicos máximos en la base de la pila, los cuales han sido ordenados en cuartiles, con el mismo formato que se realizó en los análisis de desplazamientos normalizados. En esta figura se puede observar un comportamiento similar al de la figura 4.5, es decir, para los puentes con irregularidad 1:2 se observa la mayor dispersión en elementos mecánicos normalizados, esto confirma la relación proporcional entre desplazamientos y elementos mecánicos.

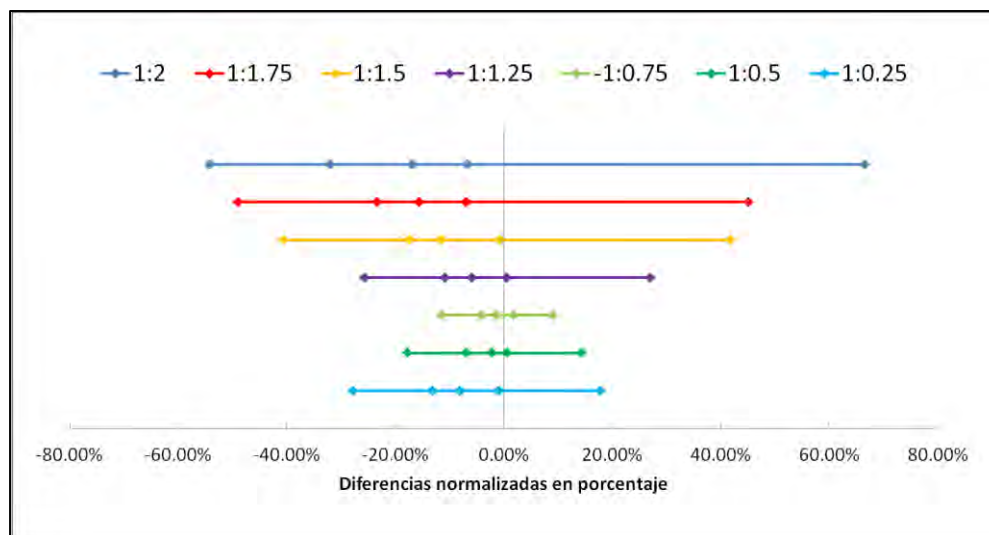


Figura A.2 Distribución por cuartiles de los desplazamientos máximos en el nodo central
Puente monolítico con número de claros non

En la figura A.2 se presentan, con el mismo formato que en la figura A.1, los elementos mecánicos de momento flexionante ordenados por cuartiles. En esta figura se observan tendencias similares a las descritas para la figura A.1, aunque las dispersiones son mayores a las obtenidas tanto en el sentido negativo como positivo. Sin embargo, se confirma que las tendencias de mayor irregularidad se presentan en los puentes con relación de claro central a claro extremo 1:2 que para los modelos con relación claro central a aclaro corto 1:0.25.

Referencias

- [1] AASHTO (2007), "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, 4^{ta} ed. Washington, DC: AASTHO.
- [2] Calvi G.M., Elnashai A.S. y Pavese A. y Pinto, P.E. (1993), "Progettazione Antisismica di Ponti Non Regolari", *Giornate AICAP-93, Pisa*.
- [3] Computers and Structures Inc. (1999) "SAP2000: Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures", Berkeley, California.
- [4] Chopra, A. K (2012). "Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering, 4th Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- [5] Delgado Pedro, Aníbal Acosta y Raimundo Delgado (2001), "Seismic Safety Assessment of Irregular Bridges", 4to Seminario en Comportamiento sísmico de Estructuras Irregulares y Complejas, Thessaloniki, Grecia, 2001. Referencia número 28.
- [6] Escamilla Marco A., A. Gustavo Ayala y Mauro Niño (2011), "Regularidad modal en puentes continuos de concreto reforzado. Detección y efectos de los métodos simplificados de evaluación sísmica", XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Aguascalientes, Aguas. Referencia número 725.
- [7] Gómez Soberón C., Barbat Barbat Alex H., Oller Martínez Sergio (2002) "Riesgo sísmico de puentes de hormigón armado de sección cajón y vanos múltiples". Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona España, pp. 51-55.
- [8] Gómez Martínez R. (2008), "Análisis y diseño sísmico de puentes de concreto ACI 341.2R-97. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. ISBN 968-464-171-6
- [9] Gómez Soberón C., L. A. Barrera Bautista (2010) "Preliminary Estimation of Seismic Vulnerability of a Database of Bridges Located at the Mexican Pacific Coast", 2010. 8 páginas.
- [10] Gómez Soberón C., Salas Mengchún D. (2010) "Substructure Irregularity for Different Type of Bridges Subjected to Seismic Action"
- [11] Gómez Soberón C. (2012). "Apuntes de clase de la materia Diseño de Puentes" Universidad Autónoma Metropolitana, Elementos y tipos de puentes.

- [12] Isakovic Tatjana, Matej Fischinger (2000), *"Regularity Indices for Bridge structures"* The 12nd World Conference on Earthquake Engineering 2000. Referencia número 1725.
- [13] Pérez Arellano J A (2007), *"Supervisión y control de calidad en los puentes"*, Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia Michoacán, pp. 22-23.
- [14] Priestley, M. N., F Seible y G.M. Calvi (1996), *"Seismic design and retrofit of bridges"*, Wiley, USA.
- [15] Rovertts J. E. y Gates, J. H., (1991), *"Seismic Revisions of the New LRFD Code, Structure Congress '91 Compact Papers"*, Ninth ASCE Structures Congress, Indianapolis, Indiana, Apr. 29-May, pp 486-489.
- [16] Shahrokh Maaleka, Reza Akbaria y Mahmoud R. Maheri (2009) *"The effect of higher modes on the regularity of single-column-bent highway viaducts"* Bridge Structures Vol. 5, No. 1, pp 29–43.
- [17] Tena Colunga, Arturo (2012). *"Notas de clase de la materia de Diseño de estructuras de mampostería"* Universidad Autónoma Metropolitana. Capacidad de muros de mampostería no reforzada ignorando su resistencia a tensión.